

ANÁLISE DA INTERAÇÃO VIA- ESTRUTURA NUM VIADUTO FERROVIÁRIO

RUI FILIPE ROSENDO RIBEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Pedro Alvares Ribeiro Carmo Pacheco

Coorientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

OUTUBRO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais e irmãos,

“A melhor parte da vida está nas amizades”

Abraham Lincoln

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação é a conclusão de cinco anos de estudo. Este trajeto só foi concluído com sucesso graças a um vasto número de pessoas a que deixo aqui presente o meu agradecimento.

À instituição FEUP agradeço por proporcionar todas as condições necessárias para o sucesso e para o crescimento dos seus alunos.

Ao departamento de Engenharia Civil agradeço a todos os professores e funcionários por toda a disponibilidade e pela oportunidade de frequentar o curso.

Um especial agradecimento aos professores Pedro Pacheco e Rui Calçada pela oportunidade propiciada de desenvolver esta dissertação e pela ajuda no seu desenvolvimento.

Não posso deixar em claro toda a ajuda, amizade e companheirismo dos meus colegas de curso Gabriel Afonso, José Rocha, Danilo Pinto, Sérgio Sequeira, José Martins, Walter Melicio, Nuno Costa, João Silva, Jorge Afonso, Nelson Carvalho, Regina Alves e Carlos Azevedo.

Aos meus amigos fora da faculdade que estiveram sempre comigo ao longo deste percurso, quero agradecer por toda a força que transmitiram e pelo amor incondicional que sempre apresentaram. Por todos os bons momentos proporcionados e me ajudarem a tornar-me um ser humano melhor.

À minha família, principalmente aos meus pais, avó e irmãs por serem o suporte da minha vida. Por todo o apoio, amor e incentivo quero agradecer do fundo do coração.

RESUMO

O tema da presente dissertação é o estudo dos efeitos da interação via-estrutura em viadutos ferroviários que apresentem via longa soldada (BLS). Este fenómeno é fundamental na conceção das múltiplas obras de arte necessárias para a construção de uma linha ferroviária, devido às limitações decorrentes do projeto de obras de tamanha especificidade e tem sido alvo de particular atenção por parte da comunidade técnica e científica internacional.

Alguns dos estudos relevantes sobre este fenómeno são apresentados, bem como os parâmetros relevantes no comportamento da interação via-estrutura. São descritas as ações necessárias a considerar no estudo dos efeitos de interação via-estrutura e os critérios de segurança descritos na ficha UIC-774-3-R (2001) e na EN1991-2 (2003) para projetos ferroviários. São apresentados os valores limite para o nível de tensões nos carris e deslocamentos do sistema via-estrutura (deslocamentos do carril, do tabuleiro e o relativo entre o carril e o tabuleiro) para projetos ferroviários, com o intuito de controlar indiretamente a estabilidade da via, prevenindo a ocorrência de mecanismos de rotura como encurvadura da via e fratura do carril. É exposto o comportamento e propriedades dos diferentes elementos constituintes do sistema via-ponte para a correta modelação numérica da interação via-estrutura.

É apresentado a modelação numérica bidimensional de um caso de estudo da ficha UIC-774-3-R (Caso E1-3), que permite a validação do programa de calculo automático SAP2000 versão 18, no qual foi realizado os estudos paramétricos. Este modelo serve como modelo base comparativo com os resultados obtidos para as diferentes análises realizadas para o estudo da variação de uma série de parâmetros que afetam a interação via-estrutura. Foram realizados estudos paramétricos para a variação dos parâmetros comprimento do tabuleiro, esquema estrutural do tabuleiro, distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura, rigidez da interface via-balastro e variação das cargas impostas no modelo.

Com este estudo pretende-se avaliar os efeitos da interação via-estrutura e retirar conclusões sobre a influencia da variação dos vários parâmetros anteriormente referidos na estabilidade da via.

PALAVRAS-CHAVE: interação via-estrutura, efeitos da interação, estudos paramétricos, modelação numérica da interação via-estrutura.

ABSTRACT

The subject of the present thesis is track-bridge interaction in railway bridges with continuous welded rail (CWR). This phenomenon is fundamental at the design of railway lines, because of the several number of bridges normally required, to overcome the problems due to the specifications required at this type of project. This topic was object of several studies. Are presented some of the most relevant studies about this phenomenon and the keys parameters at the behaviour of the track-bridge interaction.

Are presented the actions to be taken into account at the study of the effects of the track-bridge interaction and the security criteria on railways projects, that appear at UIC-774-3-R leaflet (2001) and EN 1991-2 (2003). The safety values for the rail stress and for the track-structure system (rail displacement, deck displacements and relative displacements between the rail and the track), are imposed to indirectly control the track stability and avoid the breaking mechanism as track buckling or rail fracture. The behaviour and the properties of the elements of the track-bridge system, are also presented to be used in the numerical modelling of the effects of the track bridge interaction.

It's presented a two-dimensional numerical model (case E1-3) of the leaflet UIC-774-3-R, who validates the software SAP2000 version 18 for calculations for the phenomenon track-bridge interaction. This programme is also used to perform the parametric studies about the phenomenon. The parametric analyses realized are evaluating the effects of the follow parameters (length of the deck, static arrangement of the bridge, distance between the centre of gravity of the rail and the structure supports, stiffness of the track-ballast connection and combination of the actions applied to the model).

This studies pretend evaluate the effects on track-bridge interaction of the variation of the parameters behind referred in the track stability.

KEYWORDS: track-structure interaction, interaction effects, parametric studies, numerical modelling of the interaction effects.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO	1
1.2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
1.3 OBJECTIVOS E CONTEÚDOS DA TESE	9
2. ASPECTOS REGULAMENTARES RELATIVOS À INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA E ESTABILIDADE LATERAL DA VIA.....	11
2.1 ENQUADRAMENTO	11
2.2 INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA.....	12
2.3 COMPORTAMENTO DA VIA	15
2.4 COMPORTAMENTO DA PONTE	17
2.5 AÇÕES QUE DEVEM SER TOMADAS EM CONTA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA SEGUNDO A FICHA UIC-774-3-R	20
2.6 CONSEQUÊNCIAS PARA A PONTE E A VIA.....	21
2.7 REGULAMENTAÇÃO EN1991-2 SOBRE VIAS FERROVIÁRIAS E FENÓMENO DE INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA.....	23
2.8 METODOLOGIAS DE ANÁLISE DA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA SEGUNDO A EN1991-2.	29
2.9 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE VIADUTOS E PONTES FERROVIÁRIAS	31
2.10 SOLUÇÕES ESTRUTURAIS.....	32
2.11 APARELHOS DE DILATAÇÃO DA VIA.....	34
2.12 ESTABILIDADE LATERAL DA VIA.....	34
3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA INTERAÇÃO VIA- ESTRUTURA	39
3.1 ENQUADRAMENTO	39

3.2 RECOMENDAÇÕES DA NORMA UIC774-3-R PARA A MODELAÇÃO NUMÉRICA DA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA.....	39
3.3 RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA ANÁLISE COMPUTACIONAL DA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA.....	41
3.4 APRESENTAÇÃO DO CASO E1-3	43
3.5 METODOLOGIA DE ANÁLISE NUMÉRICA E VALIDAÇÃO DA MODELAÇÃO NO PROGRAMA SAP2000.....	45

4. ANÁLISES PARAMÉTRICAS..... 53

4.1 ENQUADRAMENTO53

4.2 PARÂMETRO 1- COMPRIMENTO DE DILATAÇÃO DO TABULEIRO54

4.2.1 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO TABULEIRO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DE VARIAÇÃO DE TEMPERATURA (+35°C). 55

4.2.2 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE DILATAÇÃO DO TABULEIRO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DE FRENAGEM (20 kN/M). 56

4.2.3 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO TABULEIRO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DA CARGA DISTRIBUÍDA DO MODELO DE CARGA LM 71 (80 kN/M)..... 57

4.2.4 CONCLUSÕES FINAIS SOBRE O EFEITO DA VARIAÇÃO DE COMPRIMENTO DE DILATAÇÃO DO TABULEIRO NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA 58

4.3 PARÂMETRO 2- ESQUEMA ESTRUTURAL DA PONTE.....61

4.3.1 INFLUÊNCIA DO ESQUEMA ESTRUTURAL DO TABULEIRO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DE VARIAÇÃO DE TEMPERATURA (+35°C) 61

4.3.2 INFLUÊNCIA DO ESQUEMA ESTRUTURAL DO TABULEIRO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DE FRENAGEM (20 kN/M). 63

4.3.3 INFLUÊNCIA DO ESQUEMA ESTRUTURAL DO TABULEIRO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DA CARGA DISTRIBUÍDA DO MODELO DE CARGA LM 71 (80 kN/M)..... 64

4.3.4 CONCLUSÕES FINAIS SOBRE O EFEITO DA VARIAÇÃO DO ESQUEMA ESTRUTURAL DO TABULEIRO NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA: 66

4.4 PARÂMETRO 3 -DISTÂNCIA ENTRE O CENTRO DE GRAVIDADE DO CARRIL E OS APOIOS DA ESTRUTURA.....67

4.4.1 INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O CENTRO DE GRAVIDADE DO CARRIL E OS APOIOS DA ESTRUTURA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DE VARIAÇÃO DE TEMPERATURA (+35°C)..... 68

4.4.2 INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O CENTRO DE GRAVIDADE DO CARRIL E OS APOIOS DA ESTRUTURA DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DE FRENAGEM (20 kN/M) 69

4.4.3	INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O CENTRO DE GRAVIDADE DO CARRIL E OS APOIOS DA ESTRUTURA DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DA CARGA DISTRIBUÍDA DO MODELO DE CARGA LM71 (80 kN/m).....	70
4.4.4	CONCLUSÕES FINAIS SOBRE O EFEITO DA DISTÂNCIA ENTRE O CENTRO DE GRAVIDADE DO CARRIL E OS APOIOS DA ESTRUTURA DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-PONTE	72
4.5	PARÂMETRO 4- RIGIDEZ DA INTERFACE VIA-BALASTRO	73
4.5.1	INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA INTERFACE VIA-BALASTRO NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA NUM VIADUTO FERROVIÁRIO QUANDO SUJEITO À AÇÃO DE VARIAÇÃO DE TEMPERATURA (+35°C).....	74
4.5.2	INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA INTERFACE VIA-ESTRUTURA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA NUM VIADUTO FERROVIÁRIO QUANDO SUJEITO À AÇÃO DE FRENAGEM (20 kN/m).	75
4.5.3	INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA INTERFACE VIA-BALASTRO NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA NUM VIADUTO FERROVIÁRIO QUANDO SUJEITO À AÇÃO DA CARGA DISTRIBUÍDA DO MODELO DE CARGA LM71 (80 kN/m)	76
4.5.4	CONCLUSÕES FINAIS SOBRE O EFEITO DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA INTERFACE VIA-BALASTRO NA INTERAÇÃO VIA-PONTE DE UM VIADUTO FERROVIÁRIO	77
4.6	PARÂMETRO 5- COMBINAÇÃO E APLICAÇÃO DE FATORES MULTIPLICATIVOS EM CADA TIPO DE AÇÃO PRESENTE NO MODELO	77
4.6.1	AÇÃO LM71	78
4.6.2	AÇÃO DE FRENAGEM.....	80
4.6.3	AÇÃO DE VARIAÇÃO UNIFORME DE TEMPERATURA NO TABULEIRO	82
4.6.4	CONCLUSÕES GERAIS SOBRE OS EFEITOS DA ALTERAÇÃO DO PARÂMETRO 5 NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA.....	84
4.6.4.1	Efeitos da alteração do valor das cargas ao nível de tensões nos carris	84
4.6.4.2	Efeitos da alteração do valor das cargas ao nível de deslocamentos nos carris	85
4.6.4.3	Efeitos da alteração do valor das cargas ao nível de tensões de deslocamentos no tabuleiro	86
4.6.4.4	Efeitos da alteração do valor das cargas ao nível de deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro	87
5.	CONCLUSÕES	89
5.1	CONCLUSÕES GERAIS.....	89
5.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	92
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	93
	ANEXOS	A

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Mapa Plano de investimentos em infraestruturas Ferrovia 2020 (Infraestruturas de Portugal, 2016).	3
Figura 1.2 Plano de investimentos em infraestruturas Ferrovia 2020 (Infraestruturas de Portugal, 2016).	4
Figura 1.3 Modelo da obra de arte localizada em Maartensdijk (adaptado de ERRI-D202/RP12, 1999).	7
Figura 1.4 Forças longitudinais no carril obtidas pelo programa "CWERRI" (Esveld, 1996).	8
Figura 1.5 Deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro na obra de arte obtidos pelo programa "CWERRI" (Esveld, 1996).	8
Figura 2.1 Comportamento das BLS sob o efeito de variação de temperatura (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).	13
Figura 2.2 Tensão no carril devido à variação de temperatura no tabuleiro (UIC-774-3-R, 2001).	13
Figura 2.3 Comprimento de dilatação do tabuleiro (UIC-774-3-R, 2001).	14
Figura 2.4 Resistência longitudinal da via em função do deslocamento longitudinal (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).	15
Figura 2.5 Resistência k da via por unidade de comprimento em função do deslocamento longitudinal u dos carris (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).	16
Figura 2.6 Arranjos estáticos mais usuais (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).	17
Figura 2.7 Fatores que influenciam a rigidez longitudinal do apoio (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).	18
Figura 2.8 Comportamento do tabuleiro à flexão (UIC-774-3-R, 2001).	19
Figura 2.9 Comportamento do tabuleiro à flexão quando sujeito a ações (Delgado, 2013).	21
Figura 2.10 Modelo de carga LM71 (EN1991-2, 2003).	24
Figura 2.11 Modelos de carga SW/0 E SW/2 (EN1991-2, 2003).	25
Figura 2.12 Componentes do diagrama de temperatura (adaptado da EN1991-1-5, 2009).	27
Figura 2.13 Deslocamento relativo máximo entre dois tabuleiros consecutivos (IAPF, 2007).	30
Figura 2.14 Deslocamento horizontal considerando a rotação dos tabuleiros (IAPF, 2007).	31
Figura 2.15 Deslocamento vertical máximo entre faces superiores de tabuleiros adjacentes (IAPF, 2007).	31
Figura 2.16 Solução com sucessão de tramos isostáticos (adaptado de Ramondenc et al, 2007).	32
Figura 2.17 Solução recorrendo a sucessão de troços de tabuleiros contínuos (adaptado de Ramondenc et al, 2007).	33
Figura 2.18 Solução para pontes contínuas de grande desenvolvimento (adaptado de Ramondenc et al, 2007).	33

Figura 2.19 Relação entre a variação de temperatura e a força longitudinal no carril (adaptado de Santos, 2014 e de Koob, 2005).	35
Figura 2.20 Componentes da resistência lateral do interface travessa-balastro (Jabbar Ali Zakeri, 2012).	37
Figura 3.1 Esquema estrutural para análise dos efeitos de interação via-estrutura num viaduto ferroviário (UIC-774-3-R, 2001).	41
Figura 3.2 Modelação do sistema ponte-via (UIC-774-3-R, 2001).	42
Figura 3.3 Esquema simplificado da análise da interação via-estrutura (UIC-774-3-R, 2001).	42
Figura 3.4 Esquema estrutural do caso E1-3 (Delgado, 2013).	43
Figura 3.5 Secção transversal do tabuleiro no caso E1-3 (Delgado, 2013).	44
Figura 3.6 Comportamento longitudinal bilinear do balastro (Delgado, 2013).	44
Figura 3.7 Esquema estrutural do modelo de SAP2000 do caso E1-3 (Delgado, 2013).	45
Figura 3.8 Menu da seleção e definição do elemento "MultLinear Elastic" no SAP2000.	46
Figura 3.9 Menu definição da lei que caracteriza o grau de liberdade com comportamento não-linear.	47
Figura 3.10 Tensão normal na via para as diferentes ações.	48
Figura 3.11 Deslocamentos na zona do tabuleiro para a ação de variação de temperatura uniforme de +35°C.	49
Figura 3.12 Deslocamentos na zona do tabuleiro para a ação de frenagem.	49
Figura 3.13 Deslocamentos na zona do tabuleiro para a ação de sobrecarga LM 71.	50
Figura 4.1 Esquema estrutural- Modelo 1.	54
Figura 4.2 Esquema estrutural- Modelo 2.	54
Figura 4.3 Esquema estrutural- Modelo 3.	54
Figura 4.4 Diagramas de tensões nos carris para o modelo 1.	59
Figura 4.5 Diagramas de tensões nos carris para o modelo 2.	59
Figura 4.6 Diagramas de tensões nos carris para o modelo 3.	60
Figura 4.7 Valores máximos de tensões para os modelos de análise do parâmetro 1- comprimento de dilatação do tabuleiro.	60
Figura 4.8 Esquema estrutural- Modelo 4.	61
Figura 4.9 Esquema estrutural- Modelo 5.	61
Figura 4.10 Diagrama de tensões nos carris no Modelo 4 sob ação de variação de temperatura.	62
Figura 4.11 Diagrama de tensões nos carris no Modelo 5 para a ação de variação de temperatura.	62
Figura 4.12 Diagrama de tensões nos carris no Modelo 4 sob ação de frenagem.	63
Figura 4.13 Diagrama de tensões nos carris no Modelo 5 sob ação de frenagem.	63
Figura 4.14 Diagrama de tensões nos carris no Modelo 4 sob ação LM71.	64

Figura 4.15 Diagrama de tensões nos carris no Modelo 5 sob ação LM71.	65
Figura 4.16 Valores máximos de tensões para os modelos de análise do parâmetro 2- esquema estrutural do tabuleiro.	66
Figura 4.17 Secção transversal do tabuleiro para os modelos 6, 7 e 8 (Delgado, 2013).	67
Figura 4.18 Diagrama de tensões nos carris para a ação LM 71 para o parâmetro 3- distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios do tabuleiro.	71
Figura 4.19 Tensões máximas nos carris para as diferentes ações para o parâmetro 3- Distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura.	72
Figura 4.20 Lei de comportamento da interface via-balastro (Delgado, 2013).	73
Figura 4.21 Esquema das cargas aplicadas no modelo A ($\lambda_1=1$; $\lambda_2=1$; $\lambda_3=1$).	78
Figura 4.22 Efeitos da variação da ação LM 71 em termos de reações longitudinais no apoio fixo.	78
Figura 4.23 Efeitos da variação da ação LM 71 em termos de deslocamentos.	79
Figura 4.24 Efeitos da variação da ação LM 71 em termos de tensões nos carris.	79
Figura 4.25 Efeitos da variação da ação de frenagem em termos de reações longitudinais no apoio fixo.	80
Figura 4.26 Efeitos da variação da ação de frenagem em termos de deslocamentos.	81
Figura 4.27 Efeitos da variação da ação de frenagem em termos de tensões nos carris.	81
Figura 4.28 Efeitos da variação da ação de temperatura uniforme no tabuleiro em termos de reações longitudinais no apoio fixo.	82
Figura 4.29 Efeitos da variação da ação de temperatura uniforme no tabuleiro em termos de deslocamentos.	83
Figura 4.30 Efeitos da variação da ação de temperatura uniforme no tabuleiro em termos de tensões nos carris.	83
Figura 4.31 Diagramas de tensões para os modelos de análise do parâmetro 5.	84
Figura 4.32 Deslocamentos nos carris para os modelos de análise do parâmetro 5.	85
Figura 4.33 Deslocamentos do tabuleiro para os modelos de análise do parâmetro 5.	86
Figura 4.34 Deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro para os modelos de análise do parâmetro 5.	87

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 2.1 Valores característicos das cargas verticais e da geometria dos modelos de carga SW/0 E SW/2.....	25
Quadro 2.2 Evolução do mecanismo de estabilidade da via (adaptado de Kish et al., 1998).	38
Quadro 3.1 Propriedades dos elementos Carril e Tabuleiro no Caso E1-3.	47
Quadro 3.2 Comparação dos resultados obtidos e os apresentados por Delgado (2013).....	50
Quadro 4.1 Comparação dos resultados devido à influência da variação do comprimento de dilatação do tabuleiro quando sujeita à ação de variação uniforme de temperatura.	55
Quadro 4.2 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação do comprimento de dilatação do tabuleiro quando sujeita à ação de variação uniforme de temperatura.	56
Quadro 4.3 Comparação dos resultados devido à influência da variação do comprimento de dilatação do tabuleiro quando sujeita à ação de frenagem.	56
Quadro 4.4 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação do comprimento de dilatação do tabuleiro quando sujeita à ação de frenagem.	57
Quadro 4.5 Comparação dos resultados devido à influência da variação do comprimento de dilatação do tabuleiro quando sujeita à ação da carga distribuída do modelo de carga LM71.	57
Quadro 4.6 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação do comprimento de dilatação do tabuleiro quando sujeita à ação da carga distribuída do modelo de carga LM71.....	58
Quadro 4.7 Comparação de resultados obtidos para o parâmetro 2 (variação do esquema estrutural) para a ação de variação de temperatura.	62
Quadro 4.8 Comparação de resultados obtidos para o parâmetro 2 (variação do esquema estrutural) para a ação de frenagem.	64
Quadro 4.9 Comparação de resultados obtidos para o parâmetro 2 (variação do esquema estrutural) para a ação da carga distribuída do modelo de carga LM 71.....	65
Quadro 4.10 Características da secção transversal dos modelos de análise do parâmetro 3.	67
Quadro 4.11 Comparação dos resultados devido à influência da variação da altura total quando sujeita à ação de variação uniforme de temperatura.	68
Quadro 4.12 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação da altura total, quando sujeita à ação de variação uniforme de temperatura.	68
Quadro 4.13 Comparação dos resultados devido à influência da variação da altura total quando sujeita à ação de frenagem.	69
Quadro 4.14 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação da altura total, quando sujeita à ação de frenagem.....	69
Quadro 4.15 Comparação dos resultados devido à influência da variação da altura total quando sujeita à ação da carga distribuída do modelo de carga LM71.	70

Quadro 4.16 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação da altura total, quando sujeita à ação de carga distribuída do modelo de carga LM71.....	70
Quadro 4.17 Características da interface via estrutura dos modelos de análise do parâmetro 4- Rigidez da interface via-estrutura.	73
Quadro 4.18 Comparação dos resultados devido à influência da variação da rigidez da interface via-balastro quando sujeita à ação de variação uniforme de temperatura.	74
Quadro 4.19 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação da rigidez da interface via-balastro, quando sujeita à ação de variação uniforme de temperatura.	74
Quadro 4.20 Comparação dos resultados devido à influência da variação da rigidez da interface via-balastro quando sujeita à ação de frenagem.	75
Quadro 4.21 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação da rigidez da interface via-balastro, quando sujeita à ação de frenagem.....	75
Quadro 4.22 Comparação dos resultados devido à influência da variação da rigidez da interface via-balastro quando sujeita à ação da carga distribuída do modelo de carga LM71.....	76
Quadro 4.23 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação da rigidez da interface via-balastro, quando sujeita à ação da carga distribuída do modelo de carga LM71.	76
Quadro 4.24 Síntese das cargas aplicadas nos modelos de análise do parâmetro 5.	77
Quadro 4.25 Síntese dos resultados obtidos para o estudo do parâmetro 5- Efeito da variação da carga LM 71.....	79
Quadro 4.26 Síntese dos resultados obtidos para o estudo do parâmetro 5- Efeito da variação de frenagem.....	81
Quadro 4.27 Síntese dos resultados obtidos para o estudo do parâmetro 5- Efeito da variação de temperatura uniforme no tabuleiro.	83

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

% - Percentagem de variação relativamente ao valor do modelo base.

A_h - Área homogeneizada

E_h - Módulo de elasticidade homogeneizada

F_b - Força de atrito na zona inferior da travessa

F_e - Impulso na extremidade das travessas

F_s - Força de atrito na zona lateral da travessa

I_h - Momento de inércia homogeneizada

L_f - Comprimento da via ao qual se aplicam as ações de frenagem ou arranque.

T_{adm} - Temperatura máxima admissível acima de TN.

$T_{b,max}$ - Temperatura de encurvadura

$T_{b,min}$ - Temperatura de segurança

q_{lak} - Carga de arranque

q_{lbk} - Carga de frenagem

u_0 - Deslocamento de início de plastificação do balastro

α_h - Coeficiente de dilatação térmica homogeneizada

$\delta_{(\theta H)}$ - Deslocamento máximo relativo entre as duas extremidades da junta na face superior do tabuleiro, devido à flexão.

δ_h - Deslocamento da extremidade superior do pilar devido ao movimento horizontal da fundação.

δ_v - Deslocamento vertical do tabuleiro

δ_{abs} - Deslocamento absoluto máximo do tabuleiro sob ação de arranque ou frenagem

δ_c - Deslocamento absoluto do carril

δ_i - Deslocamento longitudinal dos apoios

δ_p - Deslocamento da cabeça do pilar devido à flexão

δ_r - Deslocamento horizontal relativo entre carril e tabuleiro

δ_t - Deslocamento absoluto do carril

δ_{φ} – Deslocamento da cabeça do pilar devido à rotação da fundação

A – Área da secção transversal

AD – Aparelho dilatação

E – Módulo de elasticidade

FR – Ação de frenagem

H- Altura total do tabuleiro; Força horizontal no apoio

I – Momento de inércia

K – Rigidez longitudinal do balastro

L – Carga ferroviária lateral

RH- Reação longitudinal num apoio fixo

TN – Temperatura neutra no carril

TR – Temperatura de referência

V- Carga ferroviária vertical

α – coeficiente de dilatação térmica

ΔT – Variação de temperatura uniforme

ΔT_R – Variação da temperatura de referência

ε – Erro relativo

σ^- - Tensão de compressão no carril

σ^+ - Tensão de tração no carril

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

Durante a Revolução Industrial do final do século XIX, surgiu a industrialização do fabrico de aço, impulsionando o surgimento do transporte ferroviário. Surgiu primeiramente na Inglaterra, sendo as locomotivas inicialmente movidas a vapor, através da queima de carvão mineral.

É considerado como um dos inventos da época, sendo que a sua utilização se prolonga até aos dias de hoje, quer seja para transporte de mercadorias, quer seja para o transporte de passageiros, sendo assim um transporte determinante para a comunicação e desenvolvimento das regiões que atravessa.

Em comparação com os restantes tipos de transporte, o transporte ferroviário apresenta vantagens como o baixo consumo energético que protagoniza, sendo também pouco poluente, com a baixa taxa de ocupação de solo, elevada capacidade de transporte e taxa de sinistralidade reduzida.

Contudo para fazer face ao desenvolvimento dos diferentes tipos de transportes, também o transporte ferroviário necessitou de se adaptar às novas necessidades que o mundo atual apresenta, tendo para isso que se reinventar para se manter atrativa em relação às restantes, houve assim a necessidade de aumentar a velocidade de circulação, o que levou a novos desafios na conceção, dimensionamento e manutenção das vias ferroviárias.

Para fazer face à necessidade de circulação a elevadas velocidades, assim como para a existência de um aumento da qualidade e de capacidade das infraestruturas ferroviárias, houve a necessidade de utilização de vias de barra longa soldada (BLS).

A utilização de este tipo de vias, permitiu que haja comprimentos de vários quilómetros sem interrupção dos carris, que leva a problemas como a instabilidade da via, pelo aumento das forças de compressão nos carris.

Os principais fatores que afetam a estabilidade da via e o seu comportamento ao longo da vida são os desalinhamentos laterais da via, as elevadas tensões de compressão no carril, a diminuição da temperatura de referência do carril, o levantamento dinâmico da via (devido às cargas verticais) e a diminuição da resistência lateral do balastro.

A ação predominante pela instalação de forças longitudinais no carril é a variação térmica. Quando ocorre um incremento de temperatura, instalam-se compressões no carril, que podem levar à encurvadura do mesmo. Também a interação via-estrutura provoca deformações na via, quando o carril é colocado de forma contínua sobre uma ponte, potenciando compressões no carril. Este efeito ocorre

porque a via e a ponte resistem de forma conjunta às diversas ações a que são submetidas durante o seu tempo de vida.

Assim, a resposta do sistema via-ponte depende das características da ponte, das fundações e da via. Consequentemente é necessário controlar os efeitos da interação, para que não haja rotura, encurvadura do carril ou degradação da via, podendo levar á necessidade de utilização de aparelho de dilatação da via para manter a qualidade e a segurança de circulação.

Na Europa e em Portugal tem existido uma crescente aposta no desenvolvimento e investigação no âmbito das vias ferroviárias.

O programa Portugal 2020, adota os princípios da Estratégia Europa 2020 e consagra a política de desenvolvimento económico, social, ambiental e territorial em Portugal, definindo as intervenções, os investimentos e as prioridades de financiamento necessárias para promover o crescimento inteligente, sustentável e inclusivo do país (Infraestruturas de Portugal, 2016).

O desenvolvimento da rede ferroviária nacional (RFN) está presente neste programa nos domínios temáticos “Competitividade e internalização” e “Sustentabilidade e eficiência no uso de recursos”.

A estratégia RFN 2014-2050 assume como prioridade de investimento, o desenvolvimento de projetos transfronteiriços que integram a Rede Transeuropeia de Transportes.

Sendo assim, um sector prioritário para o investimento nos anos subsequentes. Algumas das intervenções prioritárias presentes no documento são:

- A construção de novos troços de ligações ferroviárias;
- A modernização das infraestruturas existentes, designadamente através, da eletrificação e da instalação de sistemas de sinalização elétricas e telecomunicações;
- A eliminação de vários constrangimentos nas infraestruturas, visando a otimização da infraestrutura, aumentando a sua eficiência e a qualidade do serviço prestado.

O Plano Estratégico de Transportes e Infraestruturas 3+ apresenta para os investimentos previstos no sector ferroviário, no período 2014-2020, um investimento previsto superior a 2.639 milhões de euros, que se estima seja cerca de 61% possa ser financiado por fundos comunitários e 39% através de fundos públicos de contrapartida nacional.

Os principais projetos previstos para este período são o corredor Aveiro/Leixões -Vilar Formoso, o corredor Sines/Setúbal/Lisboa-Caia e a conclusão do programa de modernização da linha do Norte.

A Figura 1.1 e Figura 1.2 apresentam informação referente à localização geográfica e extensão previstas dos investimentos presentes no Plano de investimentos em infraestruturas Ferrovia 2020 preconizada pela Infraestruturas de Portugal.



Figura 1.1 Mapa Plano de investimentos em infraestruturas Ferrovia 2020 (Infraestruturas de Portugal, 2016).

Tipologia do Investimento por Extensão de Linha 2016 - 2021

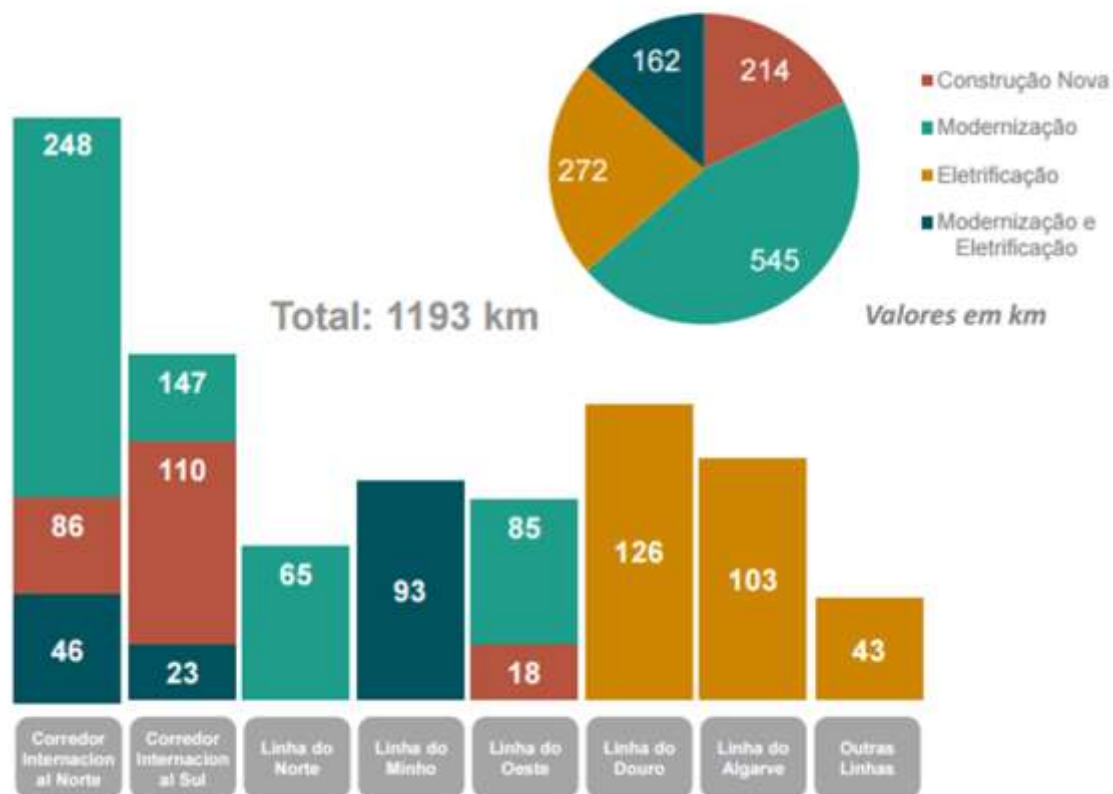


Figura 1.2 Plano de investimentos em infraestruturas Ferrovia 2020 (Infraestruturas de Portugal, 2016).

A PETI 3+ publicada pelo Ministério da Economia do Governo de Portugal apresenta uma análise SWOT sobre o sector ferroviário onde é possível verificar as suas oportunidades, ameaças, pontos fortes e pontos fracos.

➤ Sector ferroviário (Pontos fortes):

- Principais eixos da rede ferroviária nacional integram a RTE-T.
- Interoperabilidade ao nível da energia de tração com o resto da Europa.
- Rede ferroviária modernizada em grande parte das zonas de maior densidade populacional, designadamente nas Áreas Metropolitanas de Lisboa e Porto.
- Modernização de uma parte significativa do eixo Faro – Lisboa – Porto – Braga.
- Ligações da rede ferroviária às redes de metropolitano de Lisboa e Porto.

➤ **Sector ferroviário (pontos fracos):**

- Fraca eficiência do transporte ferroviário de mercadorias, enquanto fator de competitividade para as empresas exportadoras, por comparação com outros países europeus.
- Degradação da infraestrutura existente, conduzindo a uma limitação da capacidade, afrouxamentos e reduções de velocidade.
- Falta de ligações eficientes ao resto da Europa (tanto ao nível da infraestrutura como da oferta de serviços de transporte de mercadorias e de passageiros).
- Vida útil e obsolescência técnica de parte da rede, designadamente quanto aos sistemas de comando e controlo da circulação.
- Ausência de eletrificação numa parte significativa da rede.
- Falta de ligação eficiente aos portos, plataformas logísticas e polos industriais.
- Limitação do comprimento máximo dos comboios de mercadorias.
- Limitação do peso máximo dos comboios de mercadorias.
- Bitola, sinalização e sistemas de alimentação heterogéneos.
- Limitações de capacidade de canais.
- Falta de interfaces com a rodovia e com aeroportos.
- Inexistência de plataformas logísticas que possibilitem a concentração de cargas e a potenciação do transporte ferroviário de mercadorias de longa distância.
- Segurança e passagens de nível não suprimidas ou intervencionadas.
- Insuficiente nível de pressão competitiva no transporte ferroviário de mercadorias e de passageiros.
- Condições de acesso e utilização dos terminais ferroviários de mercadorias.

➤ **Sector ferroviário (Oportunidades):**

- Abertura à iniciativa privada da exploração dos serviços de transporte de passageiros.
- Liberalização do transporte ferroviário de mercadorias.
- Aumento de tráfego portuário.
- Desenvolvimento da RTE-T a nível europeu, especialmente em Espanha e França.

➤ **Sector ferroviário (Ameaças):**

- Elevado nível de endividamento histórico da gestora das infraestruturas ferroviárias e da operadora ferroviária incumbente no segmento de passageiros e mercadorias.
- Insuficiente desenvolvimento da RTE-T a nível europeu, especialmente em Espanha e França.

1.2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A estabilidade da via é alvo de estudos desde o início do século XIX (ERRI D 202/RP12, 1999). O aumento do número de investigações no âmbito da estabilidade das estruturas ferroviárias foi fortemente influenciada pelo número elevado de descarrilamentos verificados ao longo do século XX devido a fenómenos de instabilidade da via.

Existem atualmente várias metodologias de análise que permitem a determinação da carga crítica da via. Na década de 70 do século XX, registou-se um aumento do comprimento dos vãos dos tabuleiros presentes nas obras ferroviárias. Esta tendência registou-se pela evolução dos processos construtivos das obras de arte. O desenvolvimento tecnológico dos comboios (aumento da velocidade de circulação) levou à necessidade de concepção e dimensionamento do traçado de vias apresente critérios mais exigentes, logo necessitando de raios de curva mais elevados e trainéis menos inclinados, levando a uma maior dificuldade da via se ajustar à topografia do terreno, que levou à necessidade de se recorrer a um número mais elevado de obras de arte, e de comprimento mais elevado.

Foi registado que a instabilidade da via, normalmente ocorria em obras de arte de grande extensão e em vias de barra longa soldada contínuas sobre as juntas da estrutura. Foi assim verificado que era necessário aprofundar o conhecimento sobre esta temática.

Em 1990 foi lançada uma versão prévia do estudo de viabilidade ORE S1061 intitulado “Improved Knowledge of forces in CWR track (including switches)”. Tendo a UIC aprovado a realização do estudo. Foi então constituída a comissão de trabalho denominada de comissão D202 do ERRI, com o objetivo de uniformizar a filosofia de segurança da via de barra longa soldada (ERRI D 202/RP12, 1999).

Foram realizadas análises de modelos, dos fatores que controlam o fenómeno, dos ensaios não-destrutivos, da medição das forças longitudinais na via e a estabilidade da via na presença de obras de arte, reconhecendo-se a importância da interação via-estrutura.

Os caminhos de ferro franceses e alemães, constataram a importância da influência da presença de tráfego ferroviário no deslocamento lateral da via que ocorre nos instantes anteriores à estabilidade da via, o que levou a comissão D202 a concluir que a análise da instabilidade da via sob a ação do tráfego é a aproximação adequada do problema.

Os estudos realizados obtiveram conclusões como, embora a variação de temperatura uniforme possa conduzir à instabilidade da via, a maioria das ocorrências deve-se à combinação dos efeitos de variação de temperatura uniforme e das ações ferroviárias.

A comissão D202 concluiu que os principais parâmetros da via de barra longa soldada que contribuem para a estabilidade da via sob a ação de forças longitudinais de compressão de natureza térmica, são as resistências lateral, longitudinal e torsional. A resistência lateral foi considerada como o parâmetro de maior importância na garantia da estabilidade da via e depende do peso, dimensões e material da travessa, da distância entre as extremidades da travessa e da camada de balastro, assim como da profundidade da base da travessa relativamente à face superior da camada de balastro. O nível de compactação da camada de balastro é por isso fundamental na estabilidade da via.

A via de barra longa soldada deverá possuir a resistência necessária à encurvadura de modo a suportar as ações ambientais e operacionais de serviço. Este é o pressuposto que a filosofia da segurança da estabilidade da via definida pela comissão D202.

O critério de segurança:

$$T_{adm} > (T_{b,m\acute{a}x} - T_N) \quad (1)$$

Em que $T_{b,m\acute{a}x}$ é a temperatura máxima no carril, T_{adm} é a temperatura máxima admissível acima da temperatura neutra do carril, T_N , quando é excedido pode conduzir à instabilidade da via.

A temperatura máxima admissível pode corresponder a uma tensão normal equivalente no carril de compressão devido principalmente:

- À temperatura ambiente;
- Ao aumento da temperatura diária;
- À frenagem;
- À interação via-estrutura.

A universidade Tecnológica de Delft (TU Delft), membro da comissão D202, desenvolveu o programa de cálculo automático que permite a modelação e verificação da estabilidade da via de BLS. Este programa denominado de “CWRERRI” permite que o fenómeno seja analisado quer em zona de aterro, quer em zona de obra de arte.

Na ficha ERRI D202/RP está apresentada a análise da estabilidade de uma via sobre uma obra de arte em Maartensdijk, na Holanda, utilizando-se o programa “CWRERRI”.

A obra de arte referida é representada na Figura 1.3, sendo formada por um tabuleiro que apresenta três troços sucessivos, contínuos, que apresentam comprimentos de 60, 150 e 60 metros. Os troços laterais apresentam dois tramos e o troço central apresenta cinco tramos. O troço central não apresenta apoios fixos na direção longitudinal. Os troços laterais apresentam apoio fixo nas extremidades sobre os pilares intermédios.

A via de barra longa soldada (BLS) é constituída por carris de perfil UIC 54, contínua sobre todas as juntas da estrutura.

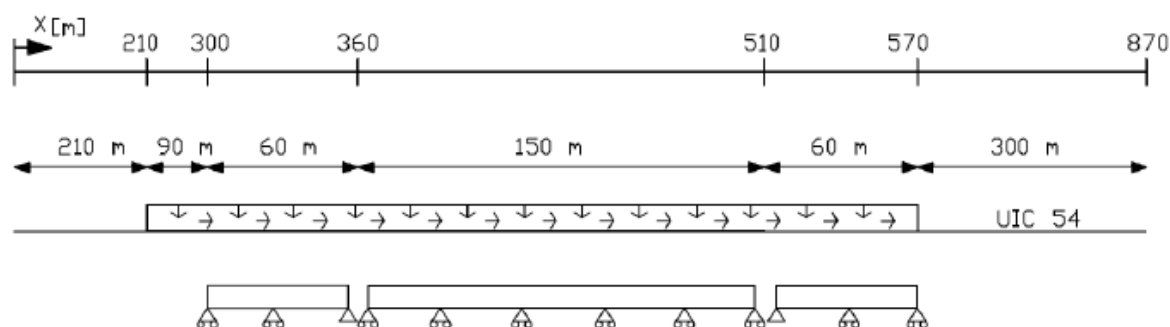


Figura 1.3 Modelo da obra de arte localizada em Maartensdijk (adaptado de ERRI-D202/RP12, 1999).

As cargas aplicadas no modelo para a realização da análise foram: variação de temperatura de 40°C no carril e de 20°C no tabuleiro; carregamento ferroviário sobre a via formado por 20 veículos (80 eixos) em que cada eixo descarrega uma ação vertical de 225 kN e uma ação longitudinal de 45 kN.

A via balastrada apresenta uma resistência longitudinal de 20 kN/m (via descarregada) e de 50 kN/m (via carregada).

De seguida na Figura 1.4 e Figura 1.5 são apresentados os resultados obtidos na análise anteriormente referida. É apresentado a distribuição de forças longitudinais ao longo do modelo e os deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro da obra de arte. Estes valores são parâmetros relevantes para avaliar a desconsolidação da camada de balastro.

Observa-se que a interação via-estrutura, quando sujeita a ação de variação de temperatura uniforme em sistemas simétricos, apresenta também comportamento simétrico. Para os efeitos das ações ferroviárias

estão diretamente relacionados com a direção de circulação. Sendo assim, apresentam uma resposta anti-simétrica, localizando-se os esforços longitudinais máximos sobre os apoios móveis. Também os deslocamentos longitudinais relativos máximos se localizam sobre os apoios móveis.

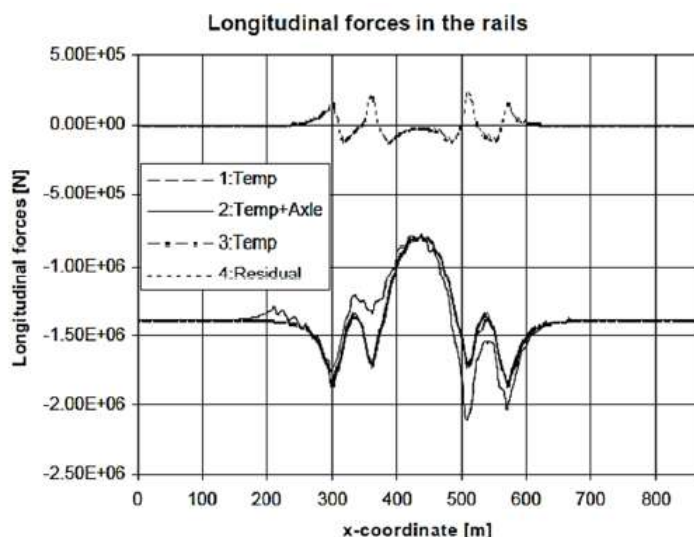


Figura 1.4 Forças longitudinais no carril obtidas pelo programa "CWERRI" (Esvel, 1996).

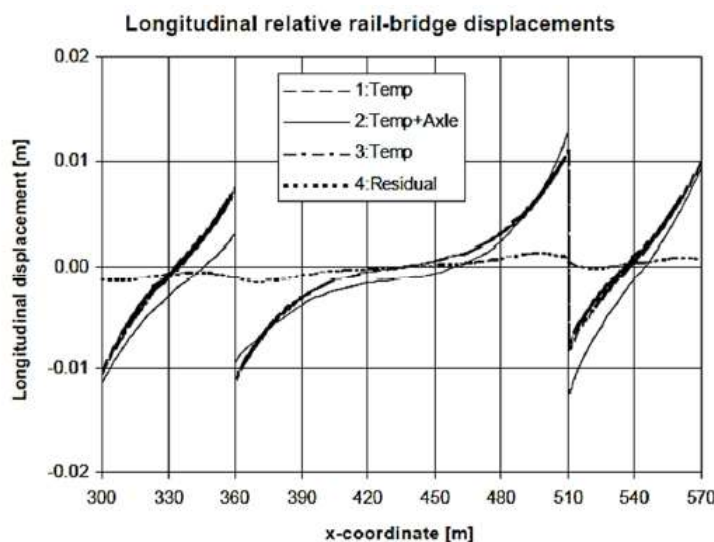


Figura 1.5 Deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro na obra de arte obtidos pelo programa "CWERRI" (Esvel, 1996).

Esvel (1996) desenvolveu o estudo da interação via-estrutura de uma obra de arte existente. Uma das conclusões do seu autor foram que a adoção de AD como forma de controlar os deslocamentos e as tensões longitudinais excessivas na via, não é uma solução adequada do ponto de vista do conforto dos passageiros, da manutenção e da segurança de circulação.

Em 1995, como resultado do trabalho da comissão ERRI D213, a UIC publicou pela primeira vez a ficha UIC-774-3-R, onde enuncia métodos de cálculo para a determinação das forças longitudinais

aplicáveis a um grupo de casos de referência, também definindo os critérios de segurança relativos à segurança da via.

Devido à importância da resistência lateral para a estabilidade da via, a ERRI desenvolveu vários ensaios em laboratório para diferentes modelos de vias. Foram avaliadas a influência de diferentes características da via têm na resistência lateral. Assim se tiraram algumas conclusões:

- Travessas de betão bi-bloco - a existência de duas extremidades interiores das travessas bi-bloco aumentam a resistência lateral, pois ao contrário dos monoblocos, este tipo de travessas permite que a resistência seja mobilizada em duas zonas.
- Travessas com superfície de rugosidade melhorada – aumento do coeficiente de atrito, favorece a força desenvolvida na interface travessa-balastro.
- Aumento da largura das travessas- maior área de contacto entre a travessa e o balastro conduzindo ao aumento da força desenvolvida entre a superfície inferior da travessa e a camada de balastro.
- Adoção de travessas com geometria melhorada.

O estudo do fenómeno de interação via-estrutura aparece na ficha de recomendação UIC-774-3-R onde são apresentadas metodologias para análise e determinação do mesmo. Os resultados constantes nesta ficha, foram obtidos dos trabalhos realizados pela comissão ERRI D213 e foram posteriormente inseridos na EN 1991-2.

A norma EN 1991-2 (2003) explícita a possibilidade da realização de uma análise não-linear dos três tipos de ações isoladamente, e da posterior soma linear dos efeitos obtidos para cada uma isoladamente. A norma EN 1991-2 (2003) não apresenta indicações sobre a consideração do histórico do carregamento na análise, para ser tido em conta o estado de tensão e de deformação da estrutura ao longo da análise. Ruge et al. (2007) concluíram que a consideração do histórico de carregamento pode reduzir o valor máximo da tensão presente no carril, podendo evitar a necessidade de aplicação de aparelhos de dilatação de via (AD's). Esta conclusão obtida por Ruge et al. (2007) é suportada pelo estudo realizado por Delgado (2013).

Os estudos de Sanguino e Requejo concluíram que o método da sobreposição dos efeitos provocados pelas ações variáveis aplicadas isoladamente sobre a estrutura (análise simplificada) prevista na UIC774-3-R conduz a resultados conservadores de tensão no carril e reações nos apoios, e a valores não conservativos para deslocamentos dos carris e do tabuleiro.

Na maioria dos casos o método simplificado pode ser suficiente para este tipo de análise. No entanto uma análise rigorosa pode ser necessária em determinadas situações, recorrendo-se a uma análise passo-a-passo (Sanguino e Requejo, 2006).

1.3 OBJECTIVOS E CONTEÚDOS DA TESE

A rede ferroviária em Portugal e na Europa encontra-se em plena expansão, havendo um forte investimento na inovação, desenvolvimento e investigação dos fenómenos envolvidos na concepção, dimensionamento, manutenção e segurança das vias ferroviárias.

Devido às especificidades dos projetos ferroviários, e às limitações recorrentes delas, existe a necessidade de construção de um número elevado de viadutos e de obras de arte.

Assim, o tema da presente dissertação é de interesse por ser uma temática recorrente no projeto de vias ferroviárias.

Um dos objetivos do presente trabalho é fazer uma compilação dos aspetos regulamentares presente na ficha de recomendações UIC774-3-R e da regulamentação europeia, a EN1991-2, onde estão presentes as diretrizes da metodologia de análise da interação via-estrutura em viadutos ferroviários.

A necessidade de controlar os limites de deformabilidade da estrutura, de modo a monitorizar os efeitos de interação é uma temática do maior interesse, principalmente com a atual procura de atingir maiores velocidades de circulação de veículos ferroviários, mantendo a segurança da via e a comodidade dos passageiros.

Estes objetivos devem ser conseguidos mantendo um preço atrativo para os passageiros e com custos de manutenção e de instalação não demasiado elevados para as entidades ferroviárias, havendo assim um mútuo benefício para a entidade e para os utilizadores da ferrovia.

No capítulo 1 encontra-se o enquadramento da temática da presente da dissertação, uma revisão dos trabalhos de investigação desenvolvidas por diferentes autores sobre o tema e pelos objetivos e conteúdo da tese.

No capítulo 2 são apresentados os aspetos regulamentares da interação via-estrutura em viadutos ferroviários, os limites regulamentares e as ações a considerar. São também referenciadas especificidades da estabilidade da via e da concepção estrutural de viadutos e pontes ferroviárias.

No capítulo 3 são apresentadas as regulamentações da modelação numérica do fenómeno de interação via-estrutura, recorrendo a um programa de cálculo estrutural automático. É apresentada a modelação do caso E1-3 presente na ficha UIC774-3-R, efetuado no programa SAP2000 versão 18.

No capítulo 4 é apresentado o estudo paramétrico, da influência de vários parâmetros que afetam a interação via-estrutura em viadutos ferroviários. Esses parâmetros são o comprimento do tabuleiro, o esquema estrutural da ponte, a distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura, a rigidez da interface via-estrutura e a influência do aumento das cargas na estrutura (ação variação de temperatura uniforme, ação de frenagem e ação da carga distribuída do modelo de carga LM 71).

No capítulo 5 apresentam-se as conclusões sobre os estudos realizados e são propostos estudos a desenvolver no futuro no âmbito da interação via-estrutura e da estabilidade da via.

2

ASPECTOS REGULAMENTARES RELATIVOS À INTERAÇÃO VIA- ESTRUTURA E ESTABILIDADE LATERAL DA VIA

2.1 ENQUADRAMENTO

A introdução de vias de barra longa soldada (BLS) tornou-se uma componente fundamental para a modernização das linhas ferroviárias, permitindo uma maior segurança na circulação, uma redução da necessidade de manutenção e o aumento da durabilidade das componentes da via e um aumento do nível de conforto dos passageiros (Sanguino e Requejo, 2007).

Outras vantagens que as BLS apresentam são o seu menor desgaste mecânico e ruído provocado, e por necessitarem de menos elementos de ligação, tornando-se mais económico. As características das BLS são essenciais para a circulação ferroviária em vias de alta velocidade (Srewil, 2007).

Em conjunto com as BLS, as novas linhas são ainda dotadas de travessas de betão, secções de carril mais pesadas, sistemas de fixação elásticas, bem como de meios mecânicos de manutenção inovadores e de equipamento avançado de medição de parâmetros de via e de estado de tensão dos carris que permitem uma gestão mais eficiente da manutenção de vias ferroviárias. Permitem ainda uma maior velocidade de circulação, nas linhas ferroviárias, com os inerentes benefícios económicos que daí resultam (Delgado, 2013).

Existem pontos especiais onde ocorrem alterações do comportamento da via, como por exemplo: aparelhos de dilatação da via, aparelhos de mudança de via, pontes e extremidades de túneis (descontinuidade de exposição solar).

Quando a via está colocada sobre uma obra de arte, qualquer força ou deslocamento sofrido por uma delas vai induzir esforços na outra.

As forças aplicadas à via induzem movimentos na via e no tabuleiro produzindo de forma indireta, esforços adicionais ao nível do tabuleiro e dos seus aparelhos de apoio.

Para garantir a estabilidade da via é necessário controlar o estado de tensão do carril, resultante das solicitações impostas à via e dos efeitos introduzidas pela ponte. Esta exigência condiciona o dimensionamento das estruturas das pontes, bem como dos seus aparelhos de apoio (Kumar e Upadhyay, 2012).

As principais ações responsáveis pelo aparecimento de sobretensões no carril são o tráfego ferroviário (sobrecarga, frenagem e arranque) e a variação de temperatura.

As tensões induzidas pelos efeitos da interação devem ser limitadas para evitar que o carril encurve ou sofra rotura.

Os deslocamentos relativos entre o carril e a estrutura devem ser limitados para evitar desconsolidação do balastro.

Quando a tensão no carril atinge valores elevados, devem ser instalados aparelhos de dilatação do carril (AD) para manter a estabilidade da via.

A função dos aparelhos de dilatação do carril (AD) é absorver, total ou parcialmente, os efeitos das variações de temperatura e das ações de arranque e frenagem no carril, mantendo a continuidade do caminho de rolamento (García, 2005).

A não existência de juntas apresenta diversas vantagens, como por exemplo o aumento do conforto dos passageiros, a diminuição do ruído devido à passagem dos comboios e a redução dos efeitos dinâmicos que se verificam devido à irregularidade pontual criada pela junta.

2.2 INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA

Atualmente o tipo de via mais utilizada nas vias ferroviárias é a barra longa soldada (BLS), especialmente em vias de alta velocidade, como é anteriormente referido onde é um fator essencial para a sua viabilidade.

Numerosos estudos têm sido feitos ao longo dos anos para permitir haver um conhecimento mais aprofundado dos fenómenos existentes na BLS, induzidos pela circulação ferroviária e pelas condições naturais do local onde estão localizadas.

Tendo como referencia as recomendações existentes na ficha (UIC-774-3-R, 2001), é efetuado de seguida um resumo dos principais conteúdos presentes na mesma.

As diferentes ações aplicadas na via e/ou no tabuleiro (variação de temperatura, fluência, retração, cargas ferroviárias) provocam variação nas tensões instaladas na via e nos deslocamentos relativos entre a via e o tabuleiro. Estas variações e deslocamentos podem modificar as condições de estabilidade da via, sendo por isso da maior importância a sua análise tendo em conta a interação via-estrutura. Este estudo pretende controlar as sobretensões no carril e controlar os deslocamentos existentes, para que seja possível assegurar a estabilidade geral da via.

2.2.1 COMPORTAMENTO EM PLENA VIA

O carril normalmente é fixado à travessa através de fixadores que apresentam comportamento elástico e um valor de força de aperto definido para fazer a conexão entre o carril e a travessa. Essa força é normalmente forte o suficiente para que todo o deslocamento longitudinal do carril seja transmitido para as travessas, de tal forma que a resistência oferecida ao escorregamento do conjunto travessa-carril seja inteiramente resistida pela camada de balastro. Assim a resistência longitudinal do balastro, contraria os efeitos dos movimentos dos carris quando está sobre efeitos de variações de temperatura e pela ação ferroviária, induzindo por consequência esforços longitudinais nos carris.

As BLS apresentam uma zona central onde a expansão e a contração estão impedidos e duas zonas de respiração (zonas laterais) cada uma com o comprimento aproximado de 150 metros, como está

representado na Figura 2.1. Aparelhos de dilatação no fim da BLS, têm uma variação de abertura de 50 mm e permitem o movimento livre no fim das mesmas.

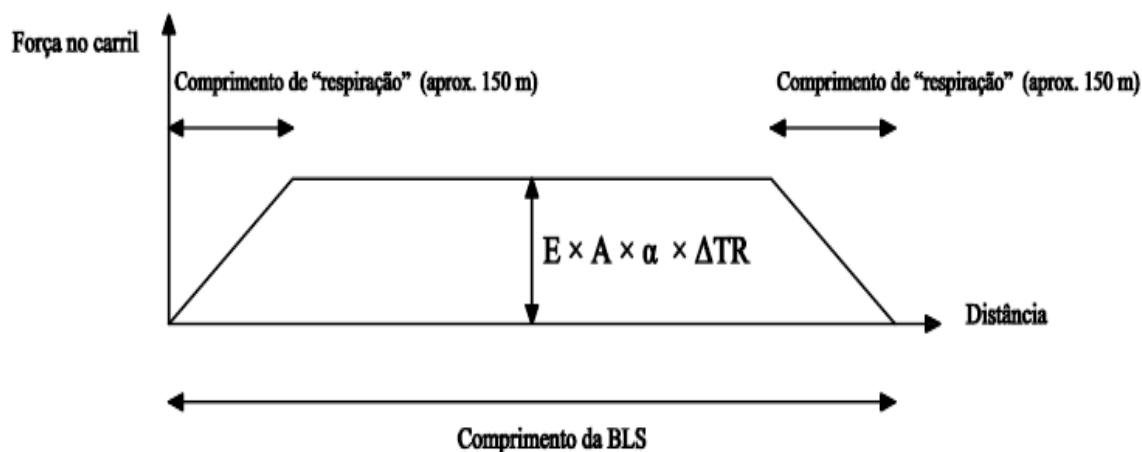


Figura 2.1 Comportamento das BLS sob o efeito de variação de temperatura (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).

Na Figura 2.1, E representa o módulo de elasticidade do aço, A a área transversal de dois carris, α o coeficiente de dilatação térmica e ΔT_R a variação da temperatura no carril relativamente à temperatura de referência.

2.2.2 COMPORTAMENTO EM PONTES E OBRAS DE ARTE.

Quando as vias de BLS são colocadas sobre pontes e obras de arte, existe interação entre a via e a ponte, havendo deformações e movimentos no tabuleiro da ponte, que podem provocar deslocamentos na via. Como tanto a via como a ponte podem apresentar deslocamentos, qualquer força ou deslocamento induzido num deles, provoca a indução de forças no outro. Na Figura 2.2 é apresentado o diagrama de tensões nos carris numa via de BLS sujeito à ação de variação de temperatura.

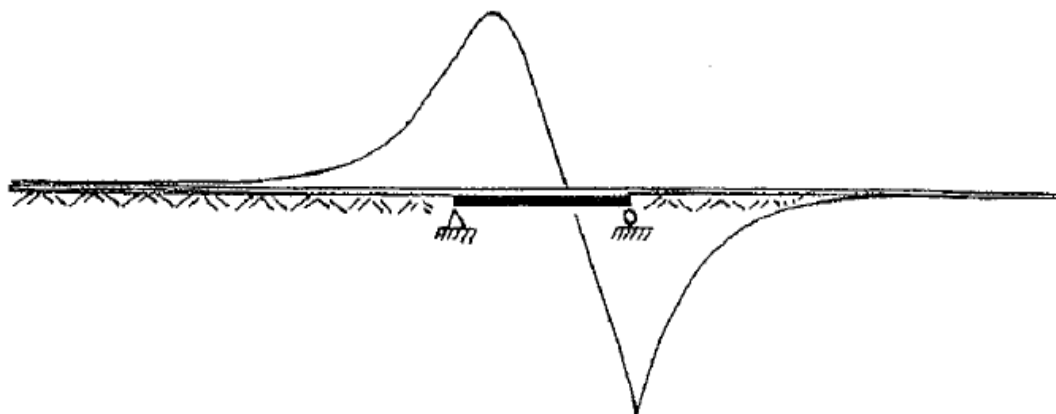


Figura 2.2 Tensão no carril devido à variação de temperatura no tabuleiro (UIC-774-3-R, 2001).

2.2.3 PARÂMETROS QUE INTERVÊM NA INTERAÇÃO VIA-PONTE

Pode fazer-se distinção entre os parâmetros da via e da ponte.

2.2.3.1 Características da ponte

➤ **Comprimento de dilatação**

No caso de um tabuleiro simplesmente apoiado ou tabuleiro contínuo com um apoio fixo elástico numa extremidade, o comprimento de dilatação é a distância entre apoios ou o comprimento total do tabuleiro. Se o apoio elástico ficar localizado nalgum ponto intermédio, é considerado que o tabuleiro apresenta dois comprimentos de dilatação, um de cada lado do apoio fixo. Genericamente pode definir-se comprimento de dilatação como a distância entre o centro de rigidez e as extremidades do tabuleiro.

Comprimentos de dilatação da ponte correspondem às distâncias entre os pontos fixos (pontos que não sofrem movimentos) e as extremidades do tabuleiro. Na Figura 2.3 são apresentados os comprimentos de dilatação (L) para quatro esquemas estruturais distintos.

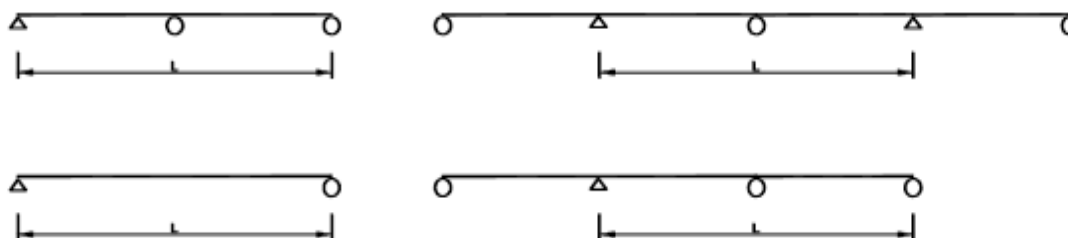


Figura 2.3 Comprimento de dilatação do tabuleiro (UIC-774-3-R, 2001).

➤ **Vão**

Pelo facto de o carregamento vertical no tabuleiro, provocar deslocamentos longitudinais na extremidade do tabuleiro, o vão influencia o fenómeno de interação via-estrutura.

➤ **Rigidez dos apoios**

A resistência do tabuleiro face a deslocamentos horizontais é um parâmetro fundamental que afeta o fenómeno da interação via-estrutura. Este fator é determinado principalmente pela rigidez total dos apoios.

➤ **Rigidez à flexão do tabuleiro**

O carregamento provoca deslocamentos verticais e flexão no tabuleiro, que induz deslocamentos horizontais da parte superior do tabuleiro, que provoca forças de interação com a via.

➤ **Altura do tabuleiro**

A distância da face superior da laje do tabuleiro para o eixo neutro do tabuleiro e a distância do eixo neutro ao centro de rotação dos apoios afetam o fenómeno de interação devido à flexão do tabuleiro.

2.2.3.2 Características da via

➤ **Resistência da via**

A resistência K da via por unidade de comprimento em função do deslocamento longitudinal u é um parâmetro importante. Este parâmetro depende de um número elevado de fatores (se a via se encontra carregada ou descarregada, se a via é balastrada ou não, da maneira que a via foi instalada, manutenção etc).

➤ **Área da secção transversal do carril**

A área da secção transversal do carril também é um parâmetro da via, porque é um fator determinante do valor das tensões presentes nos carris.

2.3 COMPORTAMENTO DA VIA

Nesta secção é descrito o comportamento da via na sua estrutura de suporte, tendo em conta o tipo de via. A relação entre o deslocamento da via e a força aplicada na via depende do tipo de via adotada, da manutenção, dos defeitos presentes, da carga vertical aplicada no carril e da frequência com que sofre esse carregamento.

2.3.1 VIA BALASTRADA

A resistência ao deslocamento longitudinal depende do seguinte:

- A resistência do carril ao deslocamento relativo entre ele e as travessas. Esta resistência é providenciada pela fixação do carril, e a sua magnitude depende da eficiência do mecanismo de fixação.
- A resistência do conjunto travessa/carril ao deslocamento relativo entre ele e o tabuleiro. Esta resistência é providenciada pela tendência do balastro de resistir a qualquer movimento que a travessa apresente e é fornecida pelo atrito entre balastro e o tabuleiro.

No caso de vias sem balastro o segundo fator é muito menos importante do que o primeiro.

2.3.1.1 Princípios gerais que controlam o comportamento da via

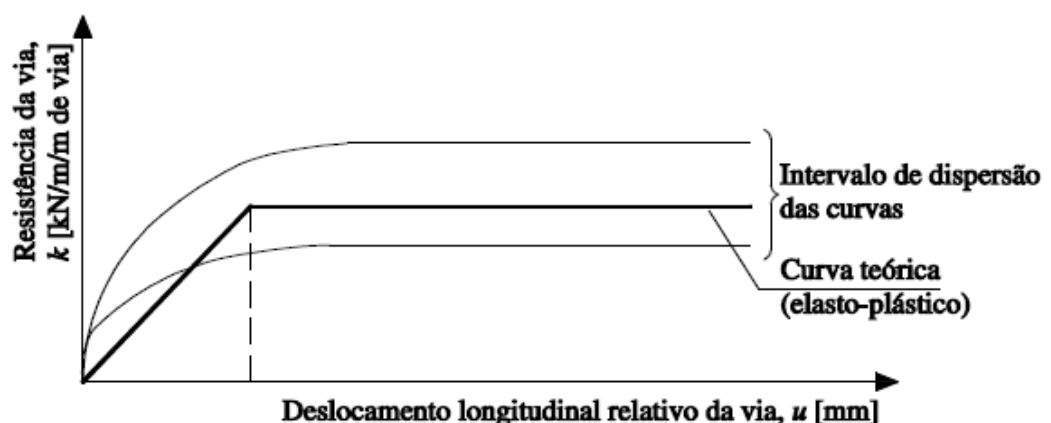


Figura 2.4 Resistência longitudinal da via em função do deslocamento longitudinal (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).

A resistência longitudinal da via depende dos deslocamentos da via relativamente à sua estrutura de suporte, aumentando rapidamente para pequenos deslocamentos até atingir um determinado patamar, onde a força se mantém constante para deslocamentos crescentes. A resistência face ao deslocamento longitudinal é maior na via carregada do que na via descarregada.

A resistência aos deslocamentos longitudinais dos carris face às travessas é um fator importante quando o balastro se apresenta congelado e no caso de via sem balastro.

2.3.1.2 Comportamento bilinear da via

Por simplificação de cálculo, considera-se que as curvas da Figura 2.4 podem ser substituídas pelas funções bilineares apresentadas na Figura 2.5. A magnitude da resistência K é expressa em função do deslocamento do carril relativamente à sua estrutura de suporte.

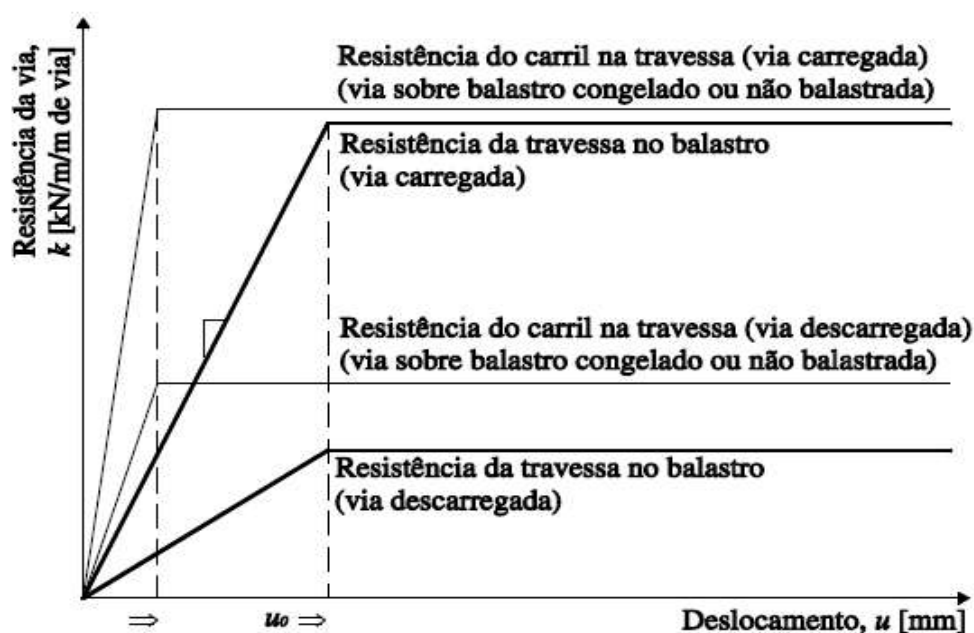


Figura 2.5 Resistência k da via por unidade de comprimento em função do deslocamento longitudinal u dos carris (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).

A função bilinear permite que a resistência da via seja representada a um nível de precisão suficiente para cálculo.

A relação entre a resistência e o deslocamento varia conforme o tipo de estrutura de via e os procedimentos de manutenção adotados.

Os valores convencionais para via balastrada são:

- Deslocamento u_0 entre a zona elástica e zona plástica:
 - $u_0 = 0,5$ mm para a resistência da interface carril-travessa;
 - $u_0 = 2,0$ mm para a resistência da interface travessa-balastro.

➤ Os valores correntes de resistência K na zona plástica são:

- $K = 12 \text{ kN/m}$ Resistência da travessa no balastro (via descarregada), em via que apresenta um nível de manutenção normal;
- $K = 20 \text{ kN/m}$ Resistência da travessa no balastro (via descarregada), em caso de via que apresenta uma boa manutenção;
- $K = 60 \text{ kN/m}$ Resistência em via carregada ou em via com balastro congelado.

2.4 COMPORTAMENTO DA PONTE

Para o estudo da interação via-estrutura na perspectiva da ponte, os seguintes aspetos devem ser tomados em conta:

- Arranjo estático dos elementos da ponte;
- Comportamento dos suportes elásticos;
- Comportamento dos suportes;
- Rigidez total dos apoios;
- Comportamento à flexão do tabuleiro.

2.4.1 ARRANJO ESTÁTICO DOS ELEMENTOS DA PONTE

O arranjo estático da ponte é definido pelo número de vãos, o número de suportes, a posição dos suportes e o seu respetivo tipo (móvel ou suporte), o comprimento dos vãos, a presença e posição dos aparelhos de dilatação do carril. A UIC-774-3-R, apresenta as combinações mais frequentes, representadas na Figura 2.6 adaptada por Delgado (2013).

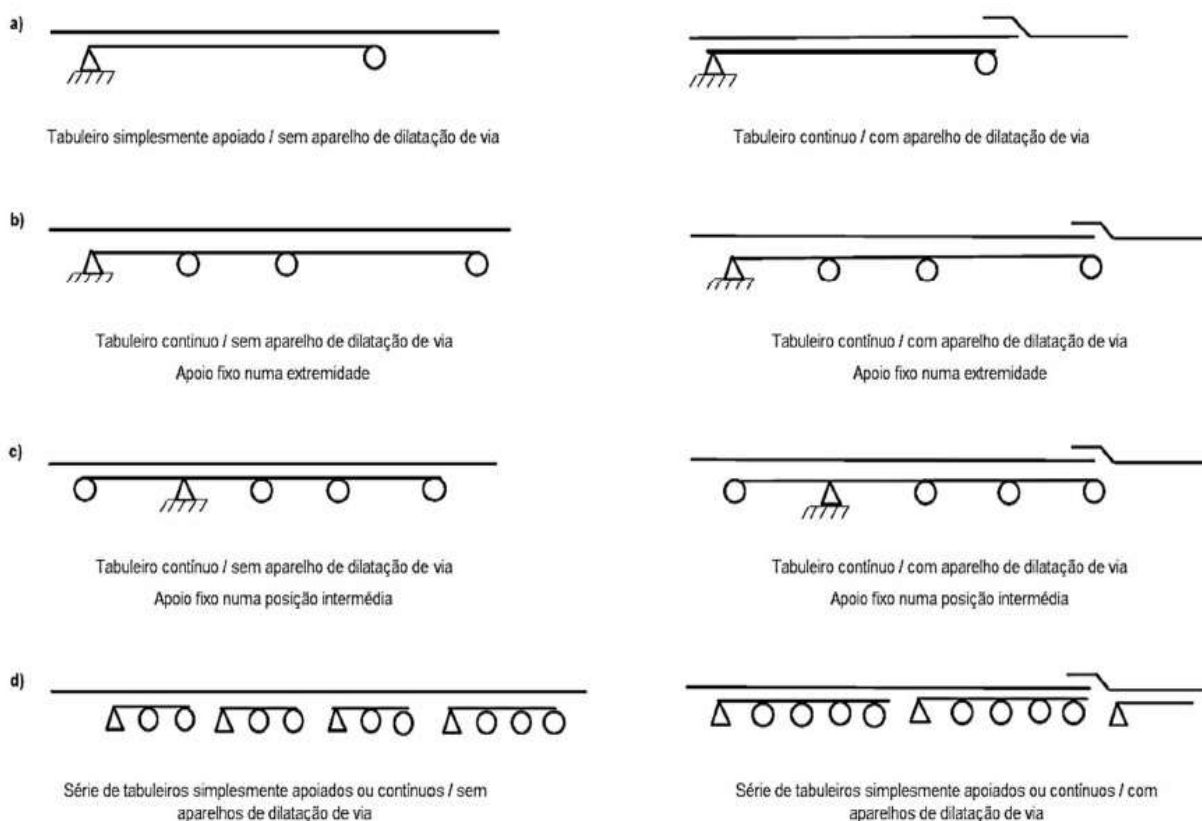


Figura 2.6 Arranjos estáticos mais usuais (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).

2.4.2 COMPORTAMENTO DOS APOIOS

2.4.2.1 Comportamento da estrutura

Um fator que apresenta grande influência na resistência do tabuleiro quando sujeito a deslocamentos é a rigidez do conjunto dos elementos que proporcionam apoios ao aparelho (aparelhos de apoio, pilares e terreno de fundação). Consequentemente é necessário ser bem estimada quando introduzida nos modelos numéricos, para que exista uma correta avaliação dos fenômenos de interação via-ponte.

2.4.2.2 Resistência longitudinal do sistema de apoio do tabuleiro

Segundo as recomendações da UIC-774-3-R, a rigidez longitudinal total dos apoios K , incluindo as fundações, é dada por:

$$K = \frac{H}{\sum \delta i} \quad (2)$$

Sendo, H a força horizontal ao nível do aparelho de apoio e δi é dado por:

$$\delta i = \delta p + \delta \varphi + \delta h + \delta a, \quad (3)$$

Em que:

- δp - Representa o deslocamento da cabeça do pilar devido à flexão elástica.
- $\delta \varphi$ - Representa o deslocamento da cabeça do pilar devido à rotação da fundação.
- δh - Representa o deslocamento da cabeça do pilar devido ao movimento horizontal da fundação.
- δa - Representa o deslocamento relativo entre a parte superior e inferior do aparelho de apoio.

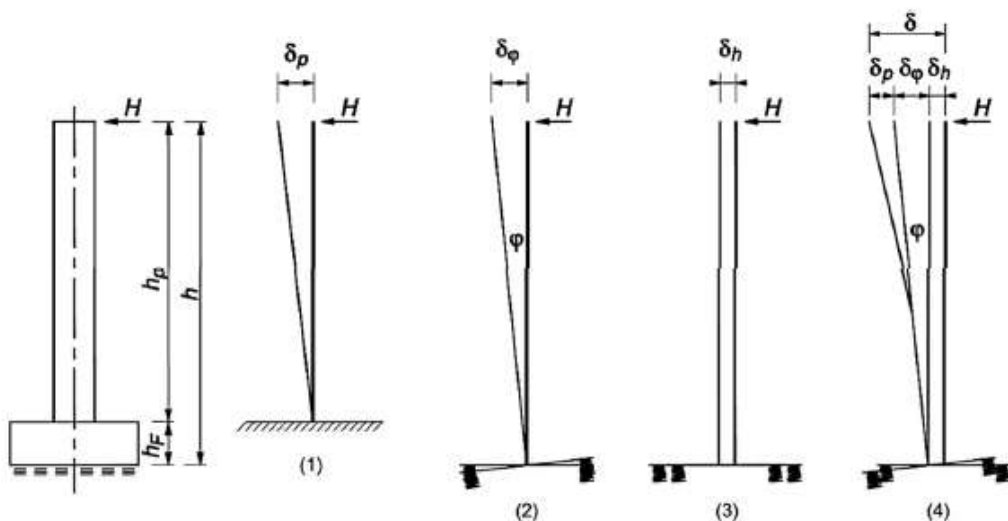


Figura 2.7 Fatores que influenciam a rigidez longitudinal do apoio (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).

Na Figura 2.7, o elemento (1) representa um esquema da flexão/deformação do pilar, no elemento (2) é apresentada a rotação da fundação, no elemento (3) é apresentada o deslocamento horizontal da fundação e no elemento (4) é apresentada um esquema das sobreposições ao nível da cabeça do pilar das deformações apresentadas nos elementos (1), (2) e (3).

O cálculo da rigidez dos apoios deve ser realizado considerando o módulo de elasticidade estático para o cálculo das variações de temperatura e o módulo dinâmico para o cálculo dos efeitos da frenagem e de arranque dos comboios.

Normalmente, a rigidez dos apoios móveis pode ser desprezada, contundo para cálculos mais rigorosos e no caso de apoios móveis com um determinado grau de rigidez elástica (e.g. apoio constituído por elastómero), a rigidez do apoio deve ser considerada. O valor do coeficiente de atrito pode variar entre 0% e 5%.

Normalmente para o cálculo da ação de frenagem utiliza-se a rigidez total dos apoios, considerando a contribuição de todos os apoios que resistem aos deslocamentos longitudinais, considerando-se, na maior parte dos casos, apenas um apoio fixo.

No caso de existirem vários apoios elásticos (apoios deformáveis) pode considerar-se um único apoio com a rigidez total dos apoios como sendo a soma da rigidez dos vários apoios e localizado no centro de rigidez, resultante da localização dos vários apoios. Para os apoios deslizantes as forças de atrito são favoráveis, no que respeita aos valores da tensão nos carris e dos deslocamentos, especialmente quando a rigidez do apoio fixo é baixa. Nestes casos, a não consideração do atrito nos apoios móveis é conservativa.

2.4.2.3 Comportamento à flexão do tabuleiro

É necessário controlar a flexibilidade do tabuleiro para garantir o seu bom comportamento à flexão. Ações como a sobrecarga ferroviária provocam deformação vertical no tabuleiro, levando à sua flexão que provoca rotações nas extremidades e deslocamentos horizontais na face superior das mesmas. Esses fenómenos provocam forças entre a via e tabuleiro. O comportamento do tabuleiro à flexão encontra-se representado na Figura 2.8.

Os principais fatores que comandam o comportamento à flexão são:

- Rigidez à flexão do tabuleiro;
- Altura do tabuleiro;
- Distância vertical entre o eixo neutro do tabuleiro e a face superior do mesmo;
- Distância vertical entre o eixo neutro do tabuleiro e o eixo de rotação do aparelho de apoio;
- Rigidez elástica dos apoios fixos do tabuleiro.

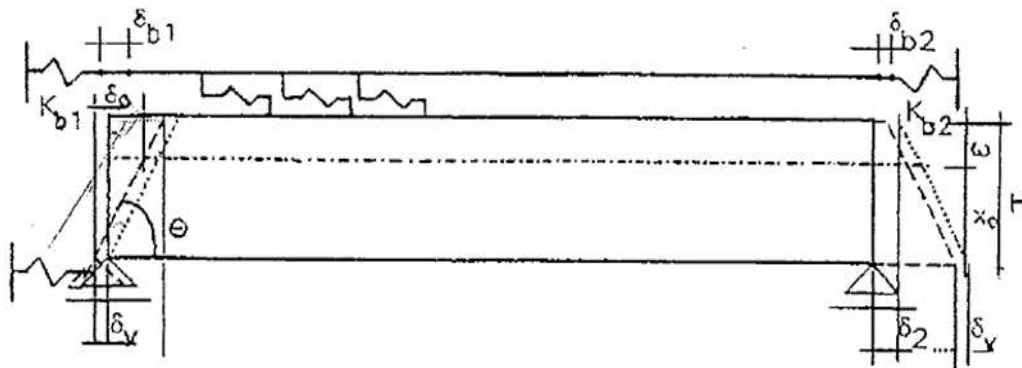


Figura 2.8 Comportamento do tabuleiro à flexão (UIC-774-3-R, 2001).

2.5 AÇÕES QUE DEVEM SER TOMADAS EM CONTA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA SEGUNDO A FICHA UIC-774-3-R

Os casos que podem provocar efeitos de interação via-estrutura e por consequência gerar deslocamento relativo entre a via e o tabuleiro são:

- Dilatação térmica apenas do tabuleiro, em vias de barra longa soldada (BLS) ou dilatação térmica do tabuleiro e do carril, quando existe aparelho de dilatação do carril.
- Ações de frenagem e de arranque.
- Rotação das extremidades do tabuleiro devido à flexão do tabuleiro quando sujeito a cargas verticais de tráfego.
- Deformação da estrutura de betão devido a fenómenos reológicos como a retração e a fluência.
- Deslocamento longitudinal dos apoios devido às diferenças de temperatura.
- Deformação da estrutura devido à variação de temperatura.

Na maioria dos casos, os três primeiros efeitos são os fundamentais para o design da ponte. Estes efeitos são conjugados de acordo com as regras a seguir citadas. Cada carga é também discutida individualmente a seguir.

2.5.1 AÇÕES DEVIDO A VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

Os seguintes aspetos da variação de temperatura devem ser considerados:

- Alteração da componente uniforme de temperatura provoca mudança no comprimento em estruturas que apresentem movimento livre.
- Diferenças de temperatura entre o tabuleiro e o carril, quando existem aparelhos de dilatação.

A temperatura de referência para uma ponte é a temperatura do tabuleiro quando o carril é instalado. A temperatura da ponte não deve derivar mais de $\pm 35^{\circ}\text{C}$ da temperatura de referência e a temperatura do carril não deve derivar mais de $\pm 50^{\circ}\text{C}$. A diferença entre a temperatura do carril e do tabuleiro não deve exceder $\pm 20^{\circ}\text{C}$, quando existem aparelhos de dilatação.

Em casos de carril de barra longa soldada em plena via, uma variação de temperatura na via não provoca o deslocamento da mesma, não havendo por isso interação devido à variação de temperatura da via.

2.5.2 AÇÕES DEVIDO A FRENAGEM E ARRANQUE

Os modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2 são utilizados para a determinação do fenómeno de interação via-estrutura e encontram-se descritos na secção 2.7.3.

As forças de frenagem e de arranque (F_R) são aplicadas no topo do carril e assume-se que há uma distribuição equitativa ao longo do comprimento considerado (L_f) com os seguintes valores estipulados:

➤ **Arranque**

$q_{lak} = 33 \text{ kN/m}$ por via, com $L * q_{lak} \leq 1000 \text{ kN}$ para o modelo de carga LM71 e para o modelo de carga SW/0.

➤ **Frenagem**

$q_{lbk} = 20 \text{ kN/m}$ por via, com $L * q_{lbk} \leq 6000 \text{ kN}$ para o modelo de carga LM71 e para o modelo de carga SW/0.

$q_{lbk} = 35 \text{ kN/m}$ por via para o modelo de carga SW/2.

Quando é utilizado o modelo de carga SW, apenas as cargas sobre a estrutura são consideradas. Estes valores padrão são utilizados para todo o tipo de vias, quer apresentem aparelhos de dilatação ou não.

As forças de frenagem e de arranque devem ser combinadas com as correspondentes cargas verticais.

Nos casos em que a ponte apresentar duas ou mais vias, as forças de arranque numa via devem ser combinadas com forças de frenagem noutra via. Apenas duas vias devem ser consideradas.

2.5.3 AÇÕES DEVIDO À FLEXÃO DO TABULEIRO

As cargas verticais de tráfego provocam efeitos que levam à flexão do tabuleiro, que causa rotações nas extremidades do tabuleiro e deslocamento da parte superior do tabuleiro, como está representado na Figura 2.9 adaptado de Gentz (2003) por Delgado (2013). As cargas devem ser aplicadas no tabuleiro, nas zonas adjacentes às extremidades do tabuleiro ou apenas a uma das zonas adjacentes. A rotação e deslocamento do tabuleiro deve ser aplicada para os casos de comboios teóricos e comboios reais específicos.

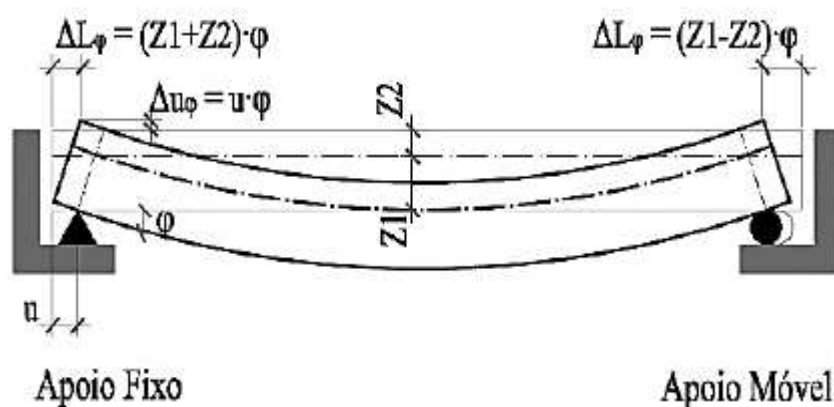


Figura 2.9 Comportamento do tabuleiro à flexão quando sujeito a ações (Delgado, 2013).

2.6 CONSEQUÊNCIAS PARA A PONTE E A VIA

Os fenómenos anteriormente referidos neste capítulo necessitam de ser verificados quanto à interação via-estrutura. Os seguintes critérios devem ser cumpridos.

2.6.1 COMBINAÇÃO DE EFEITOS DOS DIFERENTES TIPOS DE AÇÕES

Para o cálculo da reação total dos apoios, e para a comparação do valor global das tensões nos carris com o valor limite definido para cada ferrovia, os efeitos globais $\sum R$ devem ser calculados com a seguinte expressão:

$$\sum R = \alpha r (\Delta T) + \beta R (\text{frenagem}) + \gamma R (\text{flexão}). \quad (4)$$

Os valores de α , β e γ são fatores de combinação para o cálculo de valores de reações nos apoios.

No cálculo de valores globais de tensões nos carris e de deslocamentos, estes coeficientes apresentam um valor unitário.

2.6.2 TENSÕES ADICIONAIS PERMITIDAS NOS CARRIS EM BARRA LONGA SOLDADA COLOCADAS EM OBRAS DE ARTE

Para o caso de carris UIC60 de barra longa soldada, com pelo menos 900 N/mm^2 de tensão resistente, em via reta ou com raio de curvatura mínimo de 1500 metros, com a via balastrada com travessas de betão e consolidada com uma camada de pelo menos 0,30 metros de balastro bem consolidado, os valores máximos de incrementos de tensões nos carris é -72 N/mm^2 em caso de compressão e de 92 N/mm^2 em caso de trações.

Para outros tipos de carris estes valores devem ser especificados pela autoridade relevante.

2.6.3 DESLOCAMENTO RELATIVO E ABSOLUTO

É necessário limitar os deslocamentos entre o tabuleiro e a via para prevenir o excesso de desconsolidação do balastro. O cumprimento desses limites permite controlar indiretamente o incremento de tensões longitudinais nos carris.

Estes limites são:

- O máximo deslocamento permitido entre o carril e o tabuleiro e o aterro, quando sujeito a ação de frenagem e/ou arranque é de 4 mm;
- Para as mesmas ações de frenagem e de arranque, o máximo deslocamento absoluto horizontal do tabuleiro (δ_{abs}) é $\pm 5 \text{ mm}$;
- Em vias balastradas com barra longa soldada, em que existam aparelhos de dilatação, o deslocamento máximo horizontal permitido no tabuleiro, sujeita as cargas anteriormente referidas é de 30 mm.

2.6.4 ROTAÇÃO DAS EXTREMIDADES DO TABULEIRO

As rotações nas extremidades do tabuleiro devido às cargas de tráfego são um fator importante na determinação de um satisfatório comportamento da interação via-estrutura. Para determinar um valor apropriado para a máxima rotação das extremidades do tabuleiro é necessário considerar outros efeitos como os efeitos dinâmicos (manutenção do balastro) e o conforto dos passageiros.

Sobre carregamento vertical, o deslocamento da parte superior do tabuleiro nas extremidades deve ser limitado, para que haja garantia de estabilidade do balastro. Os efeitos destes deslocamentos devem ser somados aos efeitos da variação de temperatura e de arranque e de frenagem. Assim os valores limite para a rotação das extremidades do tabuleiro são:

No caso de barras longas soldadas em vias balastradas, o deslocamento permitido entre o topo da extremidade do tabuleiro e o aterro ou entre o topo de duas extremidades de tabuleiros consecutivos devido à flexão vertical é de $\delta(\theta H) = 8 \text{ mm}$ nos três casos.

Para um tabuleiro único, a rotação é determinada segundo o efeito do modelo de carga LM71 multiplicada por um determinado fator dinâmico. Quando existem várias vias num tabuleiro, apenas no máximo duas delas se devem apresentar carregadas.

O deslocamento máximo vertical da superfície superior da extremidade do tabuleiro relativamente a construção adjacente tem que ser limitado. Esse valor deve ser especificado pelas autoridades relevantes.

2.6.5 REAÇÕES DE APOIO

A interação como é anteriormente descrita, resulta em reações horizontais no apoio elástico fixo, e esta deve ser tomada em conta, conjuntamente com as convenções de análise de reações de apoio no cálculo de estruturas e suportes.

2.6.6 APARELHOS DE DILATAÇÃO DO CARRIL

É recomendável evitar a utilização de aparelhos de dilatação na via, contundo é necessário haver sempre a instalação de um na extremidade livre do tabuleiro se as tensões adicionais nos carris ou os deslocamentos anteriormente referidos apresentarem valores superiores aos limites recomendados para cada caso.

A UIC774-3-R refere que o comprimento máximo de um tramo com barra longa soldada sem que haja necessidade de implementação de aparelhos de dilatação são de 60 metros para vias balastradas em estruturas de aço (comprimento máximo do tabuleiro com o ponto fixo no ponto central: 120 metros) e de 90 metros para estruturas em betão ou em aço com a laje de betão a servir de base à camada de balastro (comprimento máximo do tabuleiro com o ponto fixo no ponto central: 180 metros).

Estes valores são apenas indicativos, outros estudos e publicações sugerem valores diferentes e até superiores aos aqui apresentados.

2.7 REGULAMENTAÇÃO EN1991-2 SOBRE VIAS FERROVIÁRIAS E FENÓMENO DE INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA

2.7.1 ASPETOS REGULAMENTARES RELATIVOS À INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA

A norma EN1991-2 define as ações a considerar nas obras de arte ferroviárias. O fenómeno da interação via-estrutura e todos os seus aspetos regulamentares encontram-se na secção do capítulo relativo às ações horizontais, intitulado “Combined Response of Track and Structure” (Simões, 2009).

2.7.2 AÇÕES

A verificação da segurança da via aos efeitos de interação via-estrutura deverá ser realizada considerando as ações ferroviárias e as deformações provocadas pelas variações de temperatura e pelo comportamento reológico dos materiais dos tabuleiros das obras de arte.

As ações permanentes não contribuem para os efeitos da interação via-estrutura, devido ao faseamento construtivo nas obras de arte ferroviárias.

A deformação elástica vertical por ação do peso próprio e das restantes cargas permanentes, são no caso de tabuleiros de betão, parte importante da deformação diferida, que ocorrem de forma livre, não sendo por isso consideradas na determinação dos efeitos da interação via-estrutura, por ocorrerem antes da implantação das vias de barra longa soldada na zona do tabuleiro, visto serem instaladas numa fase posterior à construção do tabuleiro, ocorrendo estes efeitos maioritariamente antes dessa implementação. Sendo assim, apenas a deformação diferida que ocorre no tabuleiro após a conclusão da colocação da BLS deverá ser considerada para efeitos de avaliação de interação via-estrutura.

2.7.3 AÇÕES DE TRÁFEGO FERROVIÁRIO

2.7.3.1 Sobrecargas

Para a determinação dos efeitos da interação via-estrutura quando ocorrem ações verticais, utilizam-se normalmente três modelos de carga: “LM71”; “SW/0”; “SW/2”. Estes modelos aplicam-se apenas na componente estática.

É facultativa a consideração dos modelos de carga “HSLM” e o “Comboio Descarregado”.

➤ “LM71”

O modelo “LM71”, representado esquematicamente na Figura 2.10 é constituído por 4 forças pontuais de valor característico de 250 kN e afastadas entre si de 1,6 metros e 2 cargas uniformemente distribuídas de comprimento ilimitado, adjacente às cargas pontuais e com um valor característico de 80 kN/m.

Estes valores característicos de carga são afetados de um fator α , que permite simular a circulação de tráfego ferroviário com efeitos superiores ou inferiores do modelo de carga.

O fator α pode tomar os valores 0,75; 0,83; 0,91; 1,10; 1,21; 1,33 e 1,46 conforme a situação que seja necessária analisar.

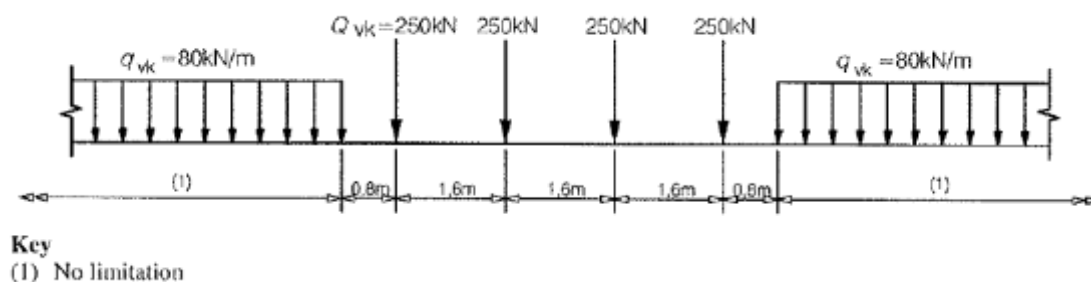


Figura 2.10 Modelo de carga LM71 (EN1991-2, 2003).

➤ “SW/0” e “SW/2”

Estes modelos, representados na Figura 2.11 e no Quadro 2.1, visam complementar o modelo “LM71”, permitindo simular cargas particulares que o modelo “LM71” não considera, como os efeitos estáticos das ações verticais do tráfego ferroviário em obras de arte contínuas e o efeito estático das ações verticais de tráfego ferroviário pesado.

Todas as obras de arte com tabuleiro contínuo devem ser submetidos ao modelo de carga “LM71” e adicionalmente ao modelo de carga “SW/0”.

No modelo de carga “SW/0” também pode ser considerado o fator α , da mesma forma que foi referido anteriormente para o modelo de carga “LM71”.

O modelo de carga “SW/2” não é de execução obrigatória, apenas deve ser utilizado quando exigido pelas entidades competentes.

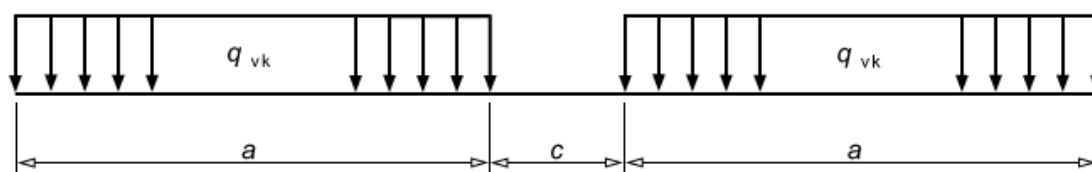


Figura 2.11 Modelos de carga SW/0 E SW/2 (EN1991-2, 2003).

Quadro 2.1 Valores característicos das cargas verticais e da geometria dos modelos de carga SW/0 E SW/2.

Modelo de carga	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

2.7.3.2 Arranque e frenagem

As ações de arranque e frenagem também devem ser consideradas na interação via-estrutura. Os seus valores característicos são associados aos modelos de carga das ações verticais de tráfego ferroviário e são consideradas como uniformemente distribuídas sobre um determinado $L_{a,b}$, aplicados no topo dos carris e na direção longitudinal da via. O sentido de aplicação das forças é definido pelo sentido de circulação dos comboios.

Segundo a EN 1991-2, para os modelos de carga “LM71”, “SW/0” E “SW/2”, os valores característicos das ações longitudinais devem ser determinados da seguinte forma:

➤ Arranque

$$Q_{lak} = 33 \text{ (kN/m)} * L_{a,b} \text{ (m)} \leq 1000 \text{ (kN)}$$

O valor máximo de $L_{a,b}$ nesta expressão é de 30 metros.

➤ Frenagem

Para a ação de frenagem, o valor característico para os modelos de carga “LM71”, “SW/0” e “HSLM” é:

$$Q_{lbk} = 20 \text{ (kN/m)} * L_{a,b} \text{ (m)} \leq 6000 \text{ (kN)}$$

Esta expressão está associada a um comprimento máximo de aplicação de 300 metros.

Para o caso de tráfego pesado, os valores característicos de frenagem são distintos e utiliza-se o modelo “SW/2”:

$$Q_{lbk} = 35 \text{ (kN/m)} * L_{a,b} \text{ (m)}$$

Para os modelos de carga “LM71” e “SW/0”, as ações longitudinais de tráfego devem ser consideradas em conformidade com as ações verticais, logo também multiplicadas pelo fator α anteriormente referido. Quando esteja prevista a circulação de veículos com composições superiores a 300 metros, a frenagem deve obedecer a requisitos adicionais, que podem vir especificados no Anexo Nacional ou presentes nas especificações de projeto.

2.7.3.3 Disposições das ações

A análise deve ser efetuada considerando as ações ferroviárias descritas anteriormente, dispostas e combinadas de modo a maximizar os efeitos desfavoráveis. As ações que resultam em efeitos favoráveis não devem ser consideradas.

A EN 1991-2 apresenta um conjunto de regras para a aplicação e disposição dos diferentes modelos de carga vertical a considerar na análise (Simões, 2009):

- Em obras de arte que apresentem uma via, a aplicação do modelo de carga “LM71” é realizada considerando quatro cargas concentradas (Q_{vk}), conjuntamente com um qualquer número de cargas uniformemente distribuídas (q_{vk});
- A aplicação dos modelos de carga “SW/0” e “SW/2”, independentemente do número de vias sobre o tabuleiro, são aplicadas apenas uma vez por via;
- Em obras de arte que apresentem duas vias, o modelo de carga “LM71” ou “SW/0” deve ser considerado e disposto, como atuando em uma ou nas duas vias;
- As obras de arte com três ou mais vias, devem ser analisadas considerando o modelo de carga “LM71” ou o “SW/0”, disposto sobre uma das vias, duas das vias ou então em todas as vias, mas com os respetivos valores característicos reduzidos em 25%;
- O modelo de carga “SW/2”, independentemente do número de vias sobre o tabuleiro, é aplicado apenas em uma das vias;
- As obras de arte que apresentem mais do que uma via e em que seja necessário considerar a circulação de tráfego pesado, simultaneamente com o modelo de carga “SW/2”, deve ser disposto sobre uma das outras vias o modelo de carga “LM71” ou “SW/0”, de acordo com as regras já enunciadas para a disposição do mesmo;

Quando as obras de arte apresentam duas ou mais vias, os efeitos máximos da interação via-estrutura resultam da atuação conjunta da ação frenagem numa das vias e da ação arranque numa das outras vias.

Se o tráfego ferroviário, no caso de duas ou mais vias, apresentarem o mesmo sentido de circulação, é necessário considerar o cenário de duas das vias se encontrarem solicitadas longitudinalmente pela ação de frenagem ou pela ação de arranque.

Quando se analisa o sistema via-estrutura, a norma recomenda que as ações longitudinais de arranque e frenagem não sejam dispostas sobre os aterros adjacentes à estrutura, a menos que seja realizada a análise de diferentes cenários de carga, nomeadamente da atuação das ações longitudinais sobre o aterro, na entrada, na passagem e na saída das ações sobre a estrutura.

Na disposição simultânea no sistema de cargas verticais e de frenagem e/ou arranque, as ações frenagem e arranque devem ser aplicadas onde é considerada a presença de comboio de cargas.

2.7.4 VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

A secção transversal da ponte, quando sujeita às condições ambientais, é sujeita a uma distribuição não-linear da temperatura. Por simplificação, a ação da temperatura pode ser simulada por três componentes (uniforme (a), diferencial (b) e não-linear (c)), como está ilustrado na Figura 2.12.

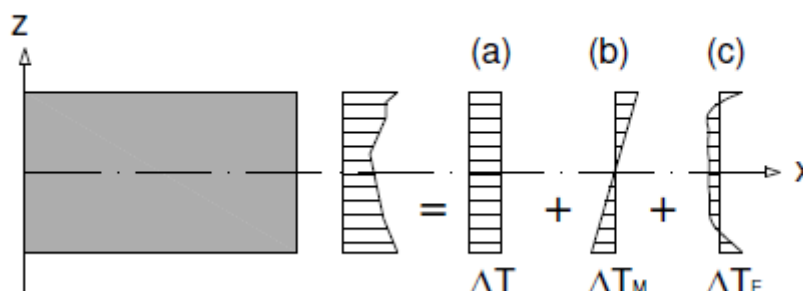


Figura 2.12 Componentes do diagrama de temperatura (adaptado da EN1991-1-5, 2009).

As regras e recomendações para a determinação dos valores característicos da ação da variação de temperatura a considerar em estruturas são definidas na pré-norma prEN1991-1-5 (2003).

Para o cálculo da componente diferencial vertical da ação da temperatura em obras de arte, a regulamentação prevê duas metodologias (não-linear e distribuição linear simplificada), estando definido no anexo nacional a que deve ser utilizada. Vai ser apenas descrita a metodologia da distribuição linear na ação da variação de temperatura diferencial.

2.7.4.1 Na estrutura

Esta metodologia baseia-se na consideração conjunta de um diagrama uniforme e de um diagrama diferencial de temperatura equivalente.

➤ **Variação de temperatura uniforme**

Para pontes ferroviárias, os efeitos de interação entre a via férrea e a ponte, devido à variação da temperatura e dos carris, poderão induzir forças horizontais adicionais nos apoios e forças adicionais nos carris (EN1991-1-5, 2009).

Esta componente é responsável pela deformação longitudinal do tabuleiro, que quando impedida ou restringida provoca tensão axial. O valor da componente uniforme da temperatura é determinado segundo a expressão:

$$\Delta T = T_{e,max} - T_{e,min} \quad (5)$$

$T_{e,max}$ é a componente da variação uniforme de temperatura máxima em obras de arte e $T_{e,min}$ é a componente da variação uniforme de temperatura mínima em obras de arte. São determinadas em função do tipo de secção transversal do tabuleiro e da temperatura ambiente para o local de implantação, segundo as recomendações presente na EN1991-1-5 na secção do anexo nacional.

A variação uniforme de temperatura no tabuleiro é a diferença entre a temperatura máxima a que a obra de arte estará sujeita ao longo da sua vida útil e a temperatura de referência, T_0 , que é a temperatura do tabuleiro quando se realiza a fixação do carril.

➤ **Variação diferencial de temperatura**

A indução de uma variação diferencial de temperatura na estrutura provoca rotações, que quando restringidas provocam momentos fletores na secção transversal do tabuleiro e reações nos apoios. A variação diferencial de temperatura é simulada através de uma variação diferencial equivalente, aplicada no plano vertical da secção transversal entre a face superior e inferior do tabuleiro, caracterizadas por $\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$, que estão definidos no anexo nacional conforme o tipo de tabuleiro, apresentando também (k_{sur}), um fator corretivo que afeta os valores de $\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$, conforme o tipo de recobrimento presente na obra de arte.

2.7.4.2 Na via

Uma variação uniforme de temperatura na via que interessa na análise da interação via-estrutura, que deve ser simulada através da variação uniforme de temperatura nos carris, induz um estado de tensão e de deformação que pode provocar instabilidade da via ou rotura nos carris.

A EN1991-2 (2003) não apresenta um valor concreto para o valor característico da variação uniforme da temperatura nos carris, porém a ficha UIC774-3-R define esse valor como $\pm 50^\circ\text{C}$ e para a diferença entre a variação uniforme de temperatura que atua no tabuleiro e na via, define o valor de $\pm 20^\circ\text{C}$.

2.7.5 AÇÕES DEVIDAS AOS EFEITOS REOLÓGICOS DO BETÃO

Existem dois efeitos reológicos que são necessários considerar na avaliação da interação via-estrutura: fluência e retração.

A retração pode ser definida como o efeito que resulta da secagem e evaporação da água constituinte do betão, que provoca variação do volume do betão a temperatura constante e sem estar sujeito a tensões externas.

A fluência é definida como a deformação de um dado material ao longo do tempo sob tensão constante e para uma dada temperatura.

A determinação da retração do betão deve ser efetuada seguindo as recomendações da prEN1992-1-1, cujo efeito é simulado por uma variação de temperatura uniforme equivalente.

2.7.6 Outras ações

Também devem ser considerados cenários acidentais ou de manutenção, como por exemplo a rotura de um carril ou o levantamento do tabuleiro para a substituição dos aparelhos de apoio, respetivamente.

Quanto à rotura acidental de um carril, a norma EN1991-2 expressa que esta situação deve ser remetida para as autoridades nacionais dos diversos países.

2.8 METODOLOGIAS DE ANÁLISE DA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA SEGUNDO A EN1991-2

2.8.1 INTRODUÇÃO

A EN1991-2 apresenta duas metodologias da análise de interação via-estrutura (Metodologia de análise numérica e a metodologia simplificada).

A metodologia simplificada é válida apenas para um conjunto de sistemas via-tabuleiro e não necessita de recorrer a modelos finitos para a simulação do sistema via-estrutura. Ela permite verificar a segurança da via e determinar as reações de apoio do tabuleiro para os diferentes casos de carga.

A metodologia da análise numérica prevê a simulação do sistema via-estrutura com recurso a modelos de elementos finitos que permita a avaliação da tensão normal nos carris, dos deslocamentos e das reações de apoio do tabuleiro.

2.8.2 EFEITO COMBINADO DAS DIVERSAS AÇÕES

Existem dois procedimentos para achar os efeitos totais, uma com recurso a uma análise não-linear sequencial e outra com recurso à sobreposição linear dos efeitos individuais de cada ação.

As forças longitudinais totais nos carris e nos aparelhos de apoio do tabuleiro, são determinadas considerando a combinação de ações definida pela expressão seguinte:

$$F_L = \sum \varphi_{0i} * F_{Li} \quad (6)$$

Onde F_L é a força longitudinal total, F_{Li} é a força longitudinal para a ação i e φ_{0i} é o fator de combinação dessa ação. Este fator de combinação para a determinação das reações de apoio está definido na Tabela A2.3 da EN1990-AnnexA2. Para a determinação das forças nos carris apresenta um valor unitário.

2.8.3 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

A verificação dos efeitos da interação via-estrutura é necessária para verificar a estabilidade e a integridade estrutural da via em serviço e consiste no controlo da variação da tensão normal nos carris e na limitação dos deslocamentos longitudinais e dos deslocamentos verticais relativos da estrutura.

Quando a via é interrompida por aparelhos de dilatação (AD), sobre uma ou duas extremidades do tabuleiro, é fundamental controlar o deslocamento longitudinal total do tabuleiro por forma a que a sua grandeza não exceda a amplitude máxima admissível, que é definida pela amplitude máxima de deslocamento do AD. Os critérios de segurança presentes na EN1991-2, são apenas aplicáveis a vias balastradas e que cumpram uma série de requisitos relativos a fatores que intervêm na estabilidade e segurança à rotura da via balastrada.

2.8.3.1 Estado limite da variação da tensão normal nos carris

O controle das variações de tensão normal no carril permite o controlo direto da estabilidade e integridade estrutural da via e logo da segurança da circulação dos passageiros.

A variação da tensão normal total nos carris da via, sujeito às ações anteriormente referidas, não deve exceder o valor de -72 N/mm^2 em compressão, e o valor de 92 N/mm^2 em tração.

Estes valores são válidos para vias com carris de perfil UIC60, com uma tensão limite elástica com pelo menos um valor de 900 N/mm^2 , fixos em travessas de betão com um afastamento máximo de 0,65 metros

entre si, assentes sobre uma camada de balastro com pelo menos 0,30 metros de espessura sobre a travessa, e caso seja em traçado curvo em planta o raio deve ser igual ou superior a 1500 metros.

2.8.3.2 Estados limites de deformação da estrutura

O controlo das deformações da estrutura tem por objetivo evitar a desconsolidação excessiva do balastro, consequente degradação das características da via e a flexão excessiva da via, controlando de forma indireta a estabilidade e a rotura dos carris (Simões, 2009).

O controlo dos deslocamentos verticais da face superior do tabuleiro permite controlar indiretamente o valor das tensões de flexão nos carris da via. Na Figura 2.13, Figura 2.14 e Figura 2.15 estão representadas ilustrações dos deslocamentos que devem ser controlados.

A (EN1991-2, 2003), define os valores admissíveis para os deslocamentos da estrutura:

- O deslocamento longitudinal relativo entre dois tabuleiros, ou, entre o tabuleiro e o encontro adjacente, δ_B , devido às ações longitudinais de arranque e frenagem deverá ser igual ou inferior a 5 mm para carris BLS sem AD ou com um AD sobre uma das extremidades do tabuleiro; 30 mm para carris BLS com AD sobre ambas as extremidades do tabuleiro, sendo o balastro contínuo sobre as juntas da estrutura; são permitidos deslocamentos superiores a 30 mm, caso a camada de balastro possua uma junta de movimento coincidente com a junta do tabuleiro (Figura 2.13);
- O deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro devido às ações verticais de tráfego (até duas vias carregadas com o LM71 ou, quando aplicável, o SW/0, δ_H , deverá ser igual ou inferior a 8 mm quando é considerada a interação via-estrutura no modelo de análise, ou 10 mm nos casos em que a interação via-estrutura não é considerada na respetiva avaliação (Figura 2.14);
- O deslocamento vertical relativo entre dois troços de tabuleiro sucessivos, ou entre o troço de tabuleiro e o encontro, devidos a todas as ações variáveis não deverá exceder os 2 mm para uma velocidade máxima da linha superior a 160 km/h ou, 3 mm para uma velocidade máxima da linha até 160 km/h (Figura 2.15).

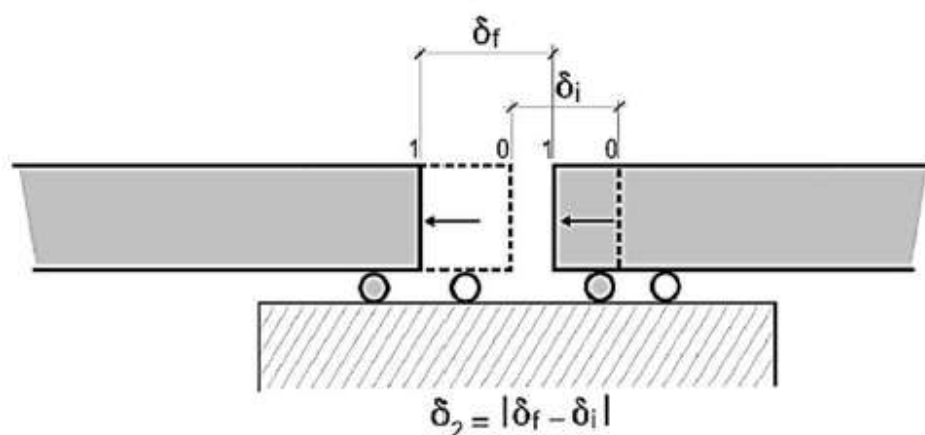


Figura 2.13 Deslocamento relativo máximo entre dois tabuleiros consecutivos (IAPF, 2007).

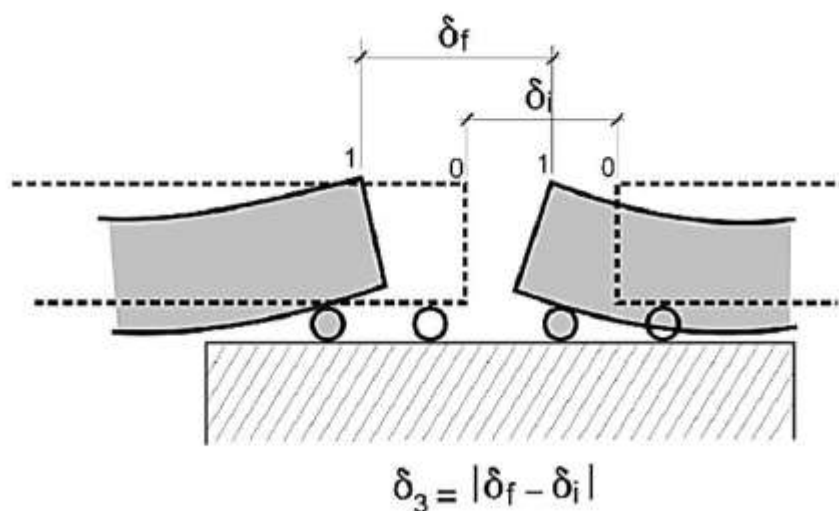


Figura 2.14 Deslocamento horizontal considerando a rotação dos tabuleiros (IAPF, 2007).

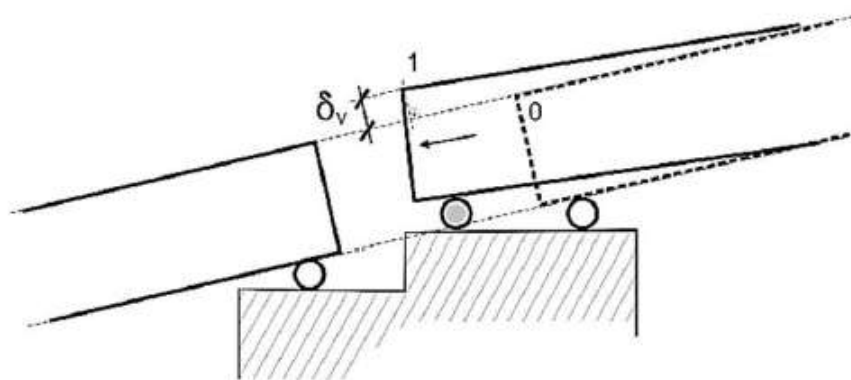


Figura 2.15 Deslocamento vertical máximo entre faces superiores de tabuleiros adjacentes (IAPF, 2007).

2.9 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE VIADUTOS E PONTES FERROVIÁRIAS

A concepção de uma linha ferroviária apresenta desafios diferentes de outras obras de tráfego como obras rodoviárias. O projeto ferroviário apresenta condicionalismo na execução do traçado da via e na concepção das obras de arte presentes. Deve ser tido em consideração a segurança, a topografia, custo e aspetos técnicos da sua realização.

As vias ferroviárias apresentam curvas com raios mínimos maiores e trainéis com inclinações menores, para permitirem uma boa circulação e capacidade de reboque de carga. Estas limitações, levam a que seja muito problemático adequar o traçado à topografia do terreno, levando à necessidade de utilização de um número elevado de obras de arte.

As pontes ferroviárias estão sujeitas a cargas mais elevadas, que as pontes rodoviárias logo apresentam uma maior exigência de desempenho estrutural. A sua esbelteza tem que ser menor, para garantir a segurança de circulação.

Podem ser adotadas soluções em betão armado pré-esforçado, aço ou mistas.

As obras de arte inseridas em linhas ferroviárias estão sujeitas a ações e a efeitos particulares.

Pela particularidade deste tipo de obra, existe um sistema estrutural via-estrutura, que está sujeito a ações variáveis que provocam efeitos de interação entre os dois elementos. Esta interação é um aspeto fundamental na concepção da obra de arte, para garantir o bom comportamento da estrutura e a segurança da circulação da via.

Aparelhos de dilatação da via (AD's) é um fator que deve ser considerado na concepção da estrutura. A ficha UIC-774-3-R define valores máximos para os comprimentos de dilatação do tabuleiro sob vias de barra longa soldada.

- Vias balastradas com estrutura em aço (comprimento máximo do tabuleiro com o apoio intermédio fixo: 120 metros) – 60 metros.
- Vias balastradas com estruturas em betão ou mistas (comprimento máximo do tabuleiro com o apoio intermédio fixo: 180 metros) – 90 metros.
- Vias não balastradas sobre quaisquer tipos de estrutura, devem ser realizadas avaliações específicas caso a caso.

Estes valores, em outros estudos realizados apresentam valores maiores, sendo por isto estes valores apenas recomendações.

Quando a via atinge comprimentos maiores aos acima referidos, o carril de barra longa soldada deve ser interrompida e instalados AD's.

2.10 SOLUÇÕES ESTRUTURAIS

Existem várias configurações longitudinais possíveis para o esquema estrutural de um viaduto ferroviário.

Uma das soluções possível é a utilização de viadutos com tramos de tabuleiro isostáticos, como o exemplo representado na Figura 2.16. Esses tramos podem ter até 90 metros de comprimento, porém é economicamente mais rentável utilizar tramos com 30 a 40 metros de comprimento. Esta solução pressupõe a utilização de pilares relativamente pequenos ($H < 15$ metros) e robustos. A principal vantagem desta solução é não necessitar de utilizar aparelhos de dilatação. Porém só é viável quando o relevo é pouco acentuado e uniforme, aproximadamente plano, sem existência de vales profundos.

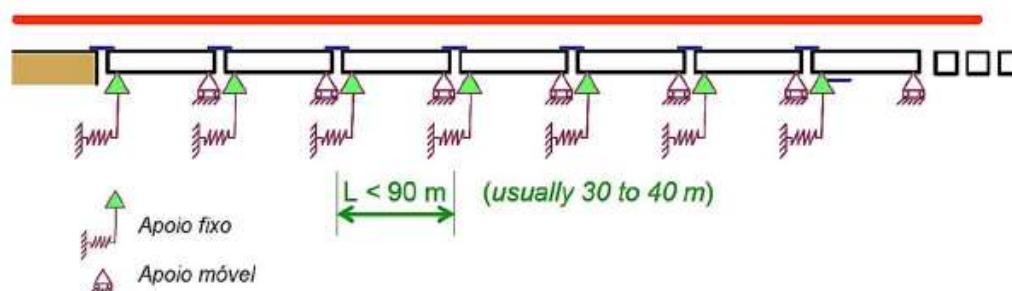


Figura 2.16 Solução com sucessão de tramos isostáticos (adaptado de Ramondenc et al, 2007).

Outra solução plausível é a utilização de troços de tabuleiros contínuos como o exemplo representado na Figura 2.17. Quando é necessário nesta solução, a utilização de aparelhos de dilatação da via, a solução não é economicamente viável.

Em casos que exista apenas um troço do tabuleiro, pode-se maximizar a extensão total do viaduto, colocando-se o ponto fixo no centro do tabuleiro, sendo assim o comprimento de dilatação do tabuleiro metade do seu comprimento.

Esta solução fornece maior rigidez, melhor comportamento face à ressonância, permitindo a utilização de pilares mais altos e esbeltos.

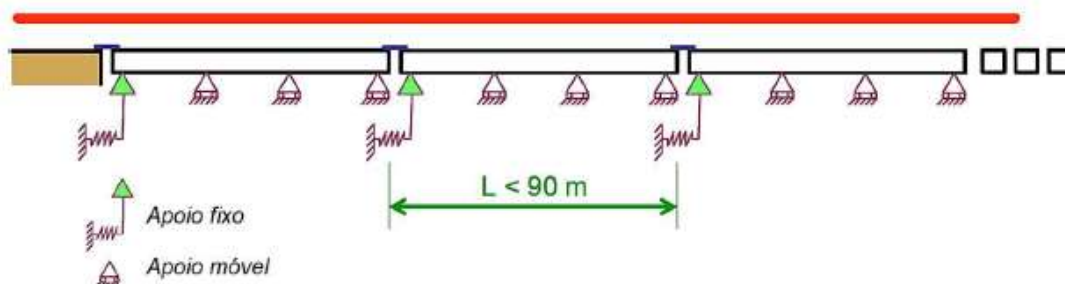


Figura 2.17 Solução recorrendo a sucessão de troços de tabuleiros contínuos (adaptado de Ramondenc et al, 2007).

Para pontes contínuas de grande desenvolvimento é apresentada uma solução que consiste em apresentar tramos isostáticos intermédios onde são instalados aparelhos de dilatação de via em cada extremidade dos mesmos como o exemplo representado na Figura 2.18.

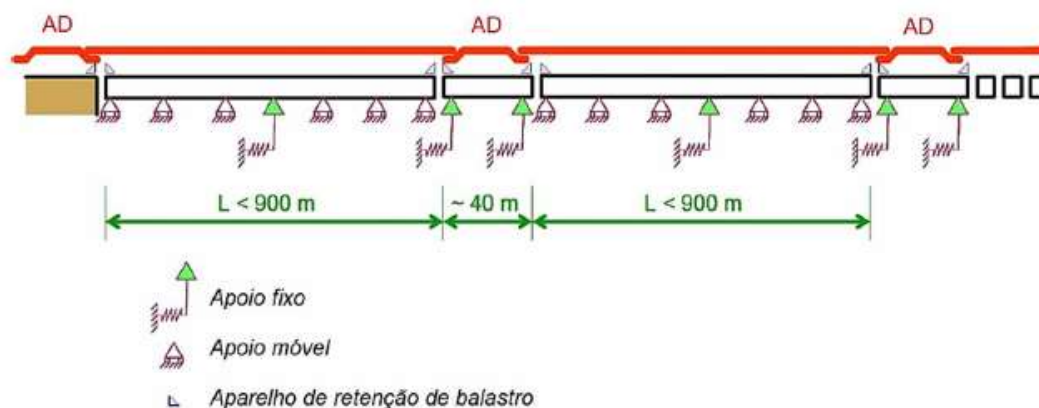


Figura 2.18 Solução para pontes contínuas de grande desenvolvimento (adaptado de Ramondenc et al, 2007).

2.11 APARELHOS DE DILATAÇÃO DA VIA

Os aparelhos de dilatação do carril devem ser instalados quando os acréscimos de tensões nos carris ou os deslocamentos do tabuleiro ultrapassam os limites regulamentares. A sua instalação deve ser localizada preferencialmente junto ao apoio móvel do tabuleiro.

Ramondenc (2007) apresenta algumas regras práticas para a utilização de aparelhos de dilatação da via:

- Os aparelhos de dilatação são normalmente extensos (cerca de 30 metros) e necessitam de ser instalados numa plataforma estável;
- Só é possível instalar aparelhos de dilatação em vias retas ou na parte circular de curvas;
- Em França, para limitar o curso dos aparelhos de dilatação de via, os comprimentos máximos dilatáveis são de 450 metros;
- Em alguns casos de instalação de aparelhos de dilatação é necessário providenciar dispositivos de retenção do balastro.

2.12 ESTABILIDADE LATERAL DA VIA

A utilização de vias constituídas por barras longas soldadas não apresenta só vantagens. Quando sujeitas às ações de tráfego ferroviário como a sobrecarga e arranque/frenagem e variações de temperatura as tensões nas BLS aumentam, por apresentarem o seu movimento restringido, já que não apresentam juntas de dilatação.

Um aumento de forças longitudinais de compressão, leva a que a via necessite de ter resistência lateral suficiente para resistir a esse incremento, mantendo a segurança de circulação para os comboios. Quando não há resistência suficiente ocorre fenómenos de encurvadura lateral.

Os principais fatores que influenciam este fenómeno são:

- Tensão longitudinal no carril (temperatura de referência);
- Resistência lateral da via;
- Desvios do alinhamento lateral da via.

A encurvadura da via é caracterizada pelo crescimento dos defeitos de alinhamentos da via, que pode conduzir ao descarrilamento dos comboios. Este fenómeno tende a iniciar-se pela existência de pequenos defeitos no alinhamento da via. Como a passagem de trânsito e as condições ambientais, como anteriormente referido aumentam as forças de compressão nos carris, conduzindo a um aumento do desalinhamento da via. Assim, a encurvadura lateral da via ocorre quando a resistência lateral da via se esgota.

A encurvadura da via, no caso de vias ferroviárias, é mais comum em zonas vulneráveis como zonas em curva em planta e as zonas de transição entre os aterros e as obras de arte. Esta última zona vulnerável deve-se à redução da resistência lateral do balastro devido aos deslocamentos relativos entre a via e o tabuleiro, e por ser uma zona onde o valor de compressão normalmente é elevado. Também pode ocorrer encurvadura no plano vertical, contudo é uma situação rara devido à elevada rigidez vertical do carril e a camada da via que resiste a este fenómeno ser muito elevado. Assim o estudo de estabilidade dos carris centra-se no fenómeno de comportamento lateral.

Devem ser realizadas operações de manutenção, para garantir a segurança de circulação na via. Este tipo de operação permite controlar os parâmetros que influenciam a estabilidade da via. De seguida é detalhado os fatores que influenciam a estabilidade lateral da via.

2.12.1 TENSÃO LONGITUDINAL NO CARRIL

A variação térmica provoca esforços axiais elevados nos carris. Quando existe o aumento de temperatura nos carris, em relação à temperatura de referência, os carris sofrem forças longitudinais de compressão. Esta ação combinada com a circulação de veículos na via pode provocar instabilidade da via. Existe um aumento do risco de este fenómeno ocorrer.

O estado de tensão das BLS apresenta variadas origens e apresenta variações ao longo da sua vida útil.

Primeiro apresenta tensões resultantes do seu processo de fabrico. Devesse ao facto do arrefecimento da BLS não ser homogêneo em toda a sua extensão e do processo de perfilagem.

Durante o processo de soldadura dos carris de BLS também existem tensões residuais adicionais, que levam a um aumento do estado de tensão nos carris. Essas tensões adicionais encontram-se na zona adjacente ao local de soldadura do carril.

O processo de fixação dos carris às travessas pode provocar forças longitudinais nas BLS. Porém a variação de temperatura da via de barra de longa soldada é normalmente a ação fundamental porque normalmente costuma provocar o maior incremento de tensão nos carris. O valor da força longitudinal nos carris é diretamente proporcional ao valor da variação da temperatura que os carris apresentam, como se pode verificar pela Figura 2.19.

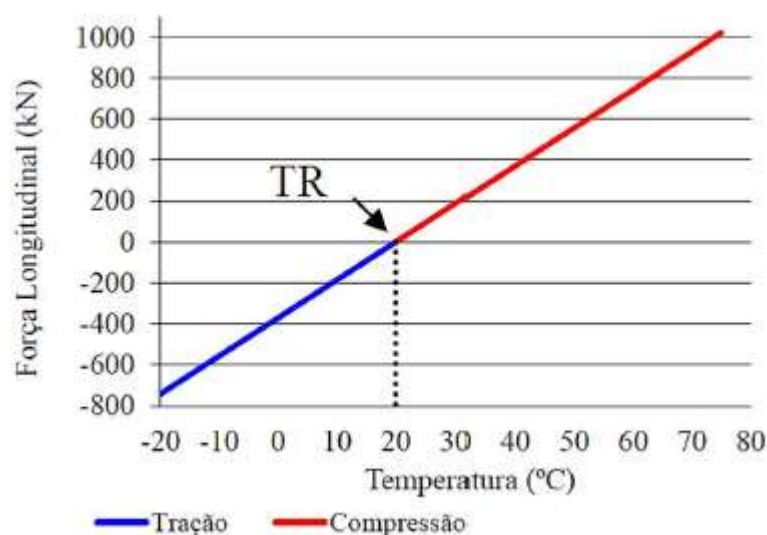


Figura 2.19 Relação entre a variação de temperatura e a força longitudinal no carril (adaptado de Santos, 2014 e de Koob, 2005).

A temperatura do carril no estado livre de tensão designa-se por temperaturas de referência (TR), sendo assim a temperatura de referência é a temperatura em que o valor da força longitudinal nos carris é nulo.

Quando ocorre variação de temperatura, em casos em que os carris estejam devidamente fixados às travessas, e essa variação é para um valor superior ao valor da TR, induz forças/tensões de compressão nos carris. Quando a variação de temperatura é para um valor inferior ao valor de TR, os carris apresentam forças/tensões de tração.

A operação de instalação dos carris envolve avaliar a temperatura ambiente da região onde a obra está inserida. A partir dessa avaliação é estimada a temperatura de referência do carril e comparada com a temperatura de projeto. Caso não exista concordância entre a TR estimada e a de projeto pode ser

necessário efetuar soldaduras aluminotérmicas sob forças controladas de tração ou compressão até atingir a temperatura de referência pretendida.

É essencial controlar a temperatura dos carris para que não seja atingida a temperatura crítica do carril, para que o fenómeno de encurvadura não ocorra, e assim aconteça os efeitos nefastos a este fenómeno associados.

As empresas gestoras das infraestruturas ferroviárias para fazer face a este fenómeno, definem medidas de prevenção como aplicar reduções de velocidades de circulação nas épocas em que as temperaturas sejam mais elevadas e aplicar o método destrutivo que consiste em reduzir a tensão de compressão dos carris de BLS recorrendo à retirada das fixações na extensão em que se pretenda diminuir as forças/tensões de compressão e cortando-se o carril, sendo de seguida novamente soldado e voltando-se a fixar o carril às travessas.

Para a determinação experimental da variação de temperatura de referência, recorre-se à utilização de extensómetros, corte do carril e ao método de elevação do carril, na classe dos métodos destrutivos.

Nos métodos não destrutivos, pode-se referir o uso de ultrassónicos, magnéticas e de vibração, que ainda se encontram em processo de investigação e desenvolvimento.

2.12.2 RESISTÊNCIA LATERAL DA VIA

As ações de tráfego ferroviário e da variação de temperatura provocam a indução de forças de compressão consideráveis à via de BLS, em certos casos. E esta força faz com que os carris tenham tendência de deslocar-se lateralmente, para fazer face ao acréscimo de energia verificada nos carris.

Assim, a resistência lateral da via é solicitada, para impedir que o deslocamento lateral ocorra.

O tráfego ferroviário em zonas de via em curva, provoca solicitações na via por ação de forças centrífugas.

A resistência lateral da via apresenta uma grande influência na instabilidade da via. Esta resistência é fornecida principalmente pelo balastro que envolve as travessas e pelas forças de atrito que se desenvolvem entre as superfícies das travessas e do balastro.

A resistência do sistema travessa-balastro face ao movimento que a via pode apresentar, divide-se em três partes (Figura 2.20):

- F_s – Força de atrito desenvolvida entre a superfície lateral da travessa e do balastro;
- F_b – Força de atrito desenvolvida entre a superfície inferior da travessa e do balastro;
- F_e – Impulso na extremidade da travessa.

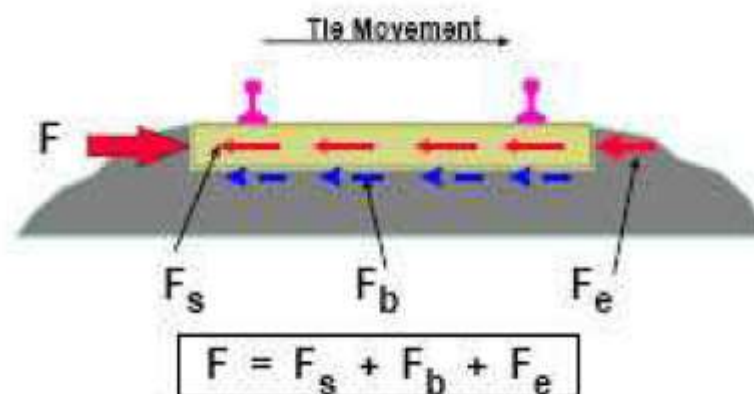


Figura 2.20 Componentes da resistência lateral do interface travessa-balastro (Jabbar Ali Zakeri, 2012).

A resistência F_s é oferecida principalmente pelo espaçamento entre as travessas da via, do imbricamento do balastro e do atrito desenvolvido entre a superfície lateral da travessa e do balastro.

Para a resistência F_b os parâmetros relevantes para o seu valor são as características da travessa (tipo, peso e dimensão) e a carga vertical.

A resistência F_e depende da geometria, da quantidade e da qualidade do balastro que a via apresenta na zona das banquetas. Um aumento da força F_e pode ser conseguido, aumentando-se a largura das banquetas.

Resumindo, os parâmetros que apresenta maior importância na resistência da via ao movimento lateral são:

- Tipo, peso e espaçamento entre travessa;
- Quantidade de balastro entre as travessas;
- Quantidade de balastro na zona das banquetas;
- Composição da granulometria dos tipos de balastro presente;
- Nível de compactação das camadas de balastro;
- Tipo e estado do sistema de fixação carril-travessa.

2.12.3 DESVIOS DO ALINHAMENTO LATERAL DA VIA

A estabilidade da via é um fator indispensável para a concepção e dimensionamento de um projeto ferroviário. É necessário garantir e controlar este fenómeno, sendo assim necessário ter em consideração todos os parâmetros que a afetam.

Os parâmetros da via que comprometem a sua estabilidade lateral e segurança estão predominantemente relacionados com as irregularidades laterais da via, às forças longitudinais, ao levantamento vertical da via entre bogies, às múltiplas passagens das rodas com imperfeições e as forças centrífugas e de lacete.

Pela informação presente no Quadro 2.2, pode-se observar que os desalinhamentos laterais da via acontecem desde a sua colocação e crescem pelas ações impostas como variação da temperatura e do tráfego ferroviário. Estes induzem aumentos na relação L/V uma vez que a carga lateral aumenta com o crescimento dos desalinhamentos laterais da via. L representa a carga lateral aplicada no carril e V representa a carga vertical aplicada também no carril.

Foram realizados estudos paramétricos sob a relação L/V que demonstram a sua correlação com os deslocamentos laterais da via. Foi considerado no estudo o número de passagem de comboios, para ver o seu efeito nos resultados. As conclusões que se obtiveram, foi que o aumento dos deslocamentos diminui com o número de passagem e passado um determinado valor de passagens, a situação reverte-se passando a aumentar os deslocamentos. Isto deve-se na primeira fase à consolidação do balastro e na segunda fase aos vários parâmetros que interagem com a estabilidade da via e do alinhamento lateral da mesma.

As consequências dos desalinhamentos da via podem ser:

- Galgamento de rodas;
- Variação dinâmica da bitola;
- Aumento do movimento de lacete do bogie;
- Encurvadura da via;
- Desconforto dos passageiros.

Quadro 2.2 Evolução do mecanismo de estabilidade da via (adaptado de Kish et al., 1998).

Mecanismo da resistência lateral da via	Fase	Causa	Estado da via
	Formação dos defeitos iniciais da via	<ol style="list-style-type: none"> 1. Imperfeições iniciais (rodas e defeitos de construção) 2. Relação de L/V elevados devido aos movimentos de lacete e das forças longitudinais 3. Condições fracas do balastro em determinadas zonas 	Defeitos do alinhamento lateral
	Crescimento dos defeitos de alinhamento da via	<ol style="list-style-type: none"> 1. Aumento da relação L/V devido ao aumento dos defeitos da via 2. Aumento das forças longitudinais devido às ações variáveis 3. Cargas verticais provocam levantamento dinâmico da via. 4. Aumento dos ciclos de passagem das rodas 	Desvio lateral
	Formação repentina de uma grande deformação na via	<ol style="list-style-type: none"> 1. Forças longitudinais elevadas 2. Diminuição da tensão disponível no carril acima da TR 3. Defeitos de alinhamento causados pelo deslocamento da via 4. Curva de levantamento dinâmico 5. Redução da resistência lateral 	Encurvadura

3

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA

3.1 ENQUADRAMENTO

O controle dos efeitos de interação via-estrutura é fundamental para garantir a circulação ferroviária em segurança.

A norma UIC-774-3-R apresenta uma secção onde apresenta indicações para o cálculo da interação via-estrutura recorrendo a programas de cálculo automático. Esta norma refere que qualquer programa de cálculo automático, onde se pretenda fazer a análise da interação via-estrutura, deve ser validado por um modelo teórico com resultados conhecidos para ser possível a análise concreta do estudo em questão, com o modelo bem calibrado e com os pressupostos corretos.

No presente capítulo é apresentada as recomendações da norma UIC-774-3-R para a modelação numérica do sistema interação via-estrutura, bem como a calibração do modelo de validação E1-3 da norma UIC774-3-R recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000 18 e análise dos resultados obtidos.

3.2 RECOMENDAÇÕES DA NORMA UIC774-3-R PARA A MODELAÇÃO NUMÉRICA DA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA

A modelação do sistema via-estrutura deve ter em conta as características e parâmetros da via e da estrutura para as ações relevantes para a análise dos efeitos de interação a que o sistema está sujeito.

Os tipos de análise possíveis segundo a norma UIC-774-3-R estão agrupadas em duas categorias:

- Análise separada simplificada para variação de temperatura, forças de frenagem/aceleração e deformação vertical.
- Análise simultânea completa dos efeitos da variação de temperatura, forças de frenagem/aceleração e deformação vertical.

Para o primeiro tipo de análise referida anteriormente, os resultados teóricos devem ser consultados no anexo da UIC-774-3-R. Para o segundo tipo de análise, os resultados devem ser obtidos na Autoridade Nacional de Ferrovias ou na ERRI.

O programa é considerado validado quando o erro referente aos resultados da análise aos efeitos individuais, bem como os resultados da análise globais apresentam um erro inferior a 10% dos valores tabelados para os respetivos tipos de análise (soma dos efeitos ou efeitos globais). Tolerâncias de 20% podem ser aceites, se o erro estiver do lado da segurança.

3.2.1 CRITÉRIOS A SER CUMPRIDOS NA MODELAÇÃO

3.2.1.1 Via com Barra longa soldada

- O máximo incremento de tensão de compressão no carril quando sujeito a variação de temperatura, frenagem, aceleração e rotação das extremidades do tabuleiro é de 72 N/mm² ($\sigma_{rail} \leq 72 \text{ N/mm}^2$).
- O máximo incremento de tensão de tração no carril quando sujeito a variação de temperatura, frenagem, aceleração e rotação das extremidades do tabuleiro é de 92 N/mm² ($\sigma_{rail} \leq 92 \text{ N/mm}^2$).
- O máximo deslocamento relativo horizontal admissível entre o tabuleiro e o carril devido à ação de frenagem/aceleração é de 4mm ($\delta_{rel} \leq 4\text{mm}$).
- O máximo deslocamento absoluto horizontal admissível do tabuleiro devido à ação frenagem/aceleração é de 5mm ($\delta_{abs} \leq 5 \text{ mm}$).
- O máximo deslocamento entre o topo do tabuleiro e o aterro ou entre o topo de dois tabuleiros consecutivos devido a flexão vertical (fator dinâmico incluído) é de 8mm ($\delta_{(\theta H)} \leq 8 \text{ mm}$).

3.2.1.2 Tabuleiro com BLS com aparelho de dilatação numa das extremidades

- O máximo deslocamento horizontal relativo admissível entre o tabuleiro e a via devido à ação de frenagem/aceleração é de 4 mm ($\delta_{rel}=4 \text{ mm}$).
- O máximo deslocamento horizontal absoluto admissível no tabuleiro devido à ação de frenagem/aceleração é 5 mm ($\delta_{abs}= 5 \text{ mm}$).
- Onde não há aparelho de dilatação, o máximo deslocamento admissível entre a face superior do tabuleiro e o aterro ou entre o topo de dois tabuleiros consecutivos devido à flexão vertical (incluindo o fator dinâmico) é de 8 mm ($\delta_{(\theta H)}= 8 \text{ mm}$).
- Onde um aparelho de dilatação é instalado, o levantamento máximo do topo do tabuleiro na extremidade tem que ser limitado. Esse valor deve ser especificado pela autoridade responsável.

3.2.1.3 Tabuleiro com via que apresenta aparelhos de dilatação nas duas extremidades ou via com juntas

- O máximo deslocamento horizontal absoluto admissível do tabuleiro devido à ação de frenagem/ aceleração é de 30 mm. ($\delta_{abs} \leq 30 \text{ mm}$).
- O deslocamento vertical máximo relativo admissível entre a face superior da extremidade do tabuleiro e a construção adjacente tem que ser limitada. Esse valor limite de ser especificado pela entidade competente.

3.3 RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA ANÁLISE COMPUTACIONAL DA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA

Os efeitos da interação via-estrutura devem ser avaliados em termos de ações longitudinais que são transmitidas aos apoios (reações nos apoios fixos), tensões adicionais nos carris, deslocamentos relativos e absolutos nos carris e nos tabuleiros para verificar os valores limites anteriormente referidos.

Os efeitos da interação devem ser efetuados utilizando-se uma série de análises não-lineares, com o objetivo de estudar o comportamento do sistema via-ponte, sujeito a variações de temperatura no tabuleiro da obra de arte, a cargas verticais e a forças longitudinais de frenagem e de aceleração. Quando a via apresenta aparelhos de dilatação é necessário analisar o caso de variação de temperatura nos carris.

O arranjo estrutural que deve ser adotado para o cálculo da interação via-estrutura deve corresponder à Figura 3.1.

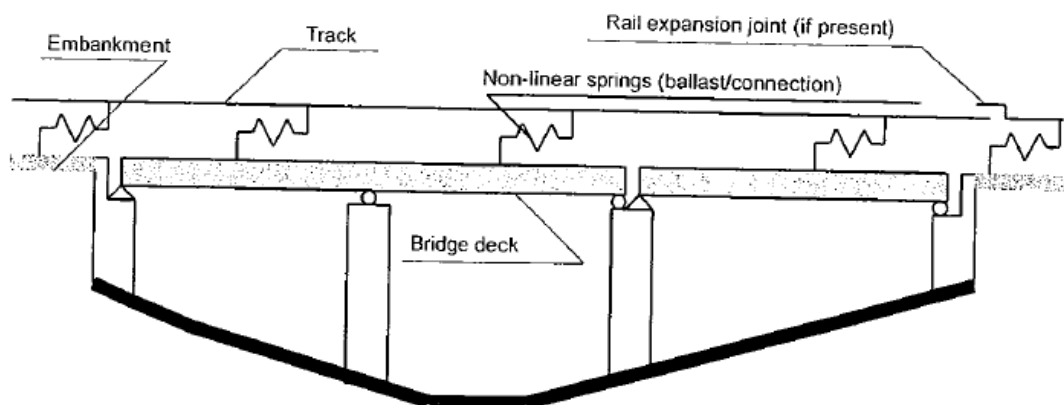


Figura 3.1 Esquema estrutural para análise dos efeitos de interação via-estrutura num viaduto ferroviário (UIC-774-3-R, 2001).

Esta modelação pressupõe a simulação dos parâmetros da ponte, dos parâmetros da via e das cargas como foram anteriormente especificadas.

Normalmente, como está presente na Figura 3.2, o tabuleiro e o carril devem ser representados no modelo, à cota do seu centro de gravidade. Também a posição dos apoios deve estar colocada no local do seu centro de rotação.

A conexão entre os elementos da via e os elementos da estrutura, bem como os elementos que fazem a ligação entre a via e estrutura devem ser simulados recorrendo-se a elementos rígidos.

Por simplificação, a altura da via pode ser considerada a altura o topo do tabuleiro. Para variações de temperatura e frenagem/aceleração, a modelação deve ter em conta a diferença de cotas entre a via, o topo de tabuleiro e os apoios.

Não é necessário considerar um modelo detalhado da subestrutura quando se está a analisar pontes standard.

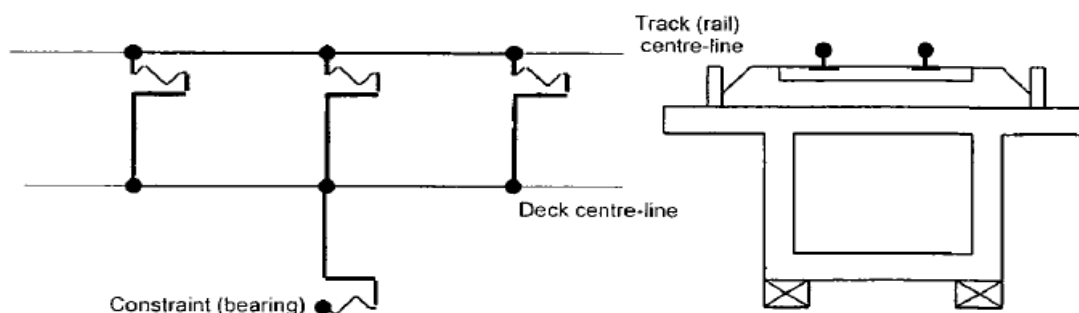


Figura 3.2 Modelação do sistema ponte-via (UIC-774-3-R, 2001).

Para todos os casos, para elementos do tabuleiro, elementos do carril, os apoios e os elementos da subestrutura deve ser assumido um comportamento linear, enquanto para os elementos que simulam a conexão carril-tabuleiro deve ser adotada uma lei de comportamento típica dos materiais não-lineares, reproduzindo o comportamento real do balastro, tendo em conta o tipo de carga aplicada. Na Figura 3.3 está representando um esquema estrutural simplificado para a modelação da interação via-estrutura.

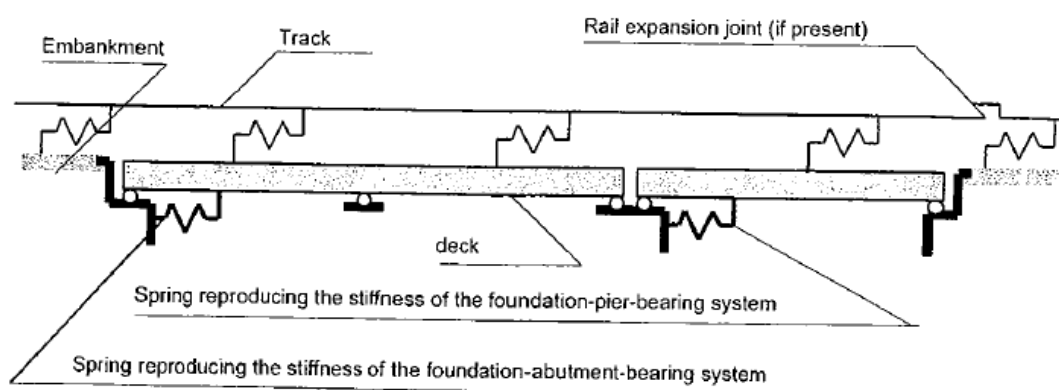


Figura 3.3 Esquema simplificado da análise da interação via-estrutura (UIC-774-3-R, 2001).

A modelação da via e da estrutura deve ser realizada através de elementos finitos e deve representar de forma correta o comportamento dos principais componentes de avaliação do sistema (reações de apoio, deslocamentos absolutos e relativos de vias e da estrutura e esforços nos carris). Assim um modelo de elementos finitos é recomendado, onde o carril e o tabuleiro devem ser representados por elementos com um máximo de 2,00 metros. O modelo também deve incluir pelo menos 100 metros de aterro adjacente à estrutura, em cada extremidade.

De acordo com a importância e o esquema estrutural da ponte, diferentes tipos de análises devem ser realizadas para resultados mais corretos. Duas categorias devem ser consideradas:

- Análises simplificadas separada para variações de temperatura, frenagem/aceleração e cargas verticais.
- Análises completas conjuntas dos efeitos das variações de temperatura, frenagem/aceleração e cargas verticais. Com simulação da passagem de veículo ferroviário em todo o comprimento da via com um algoritmo passo a passo.

Os dois tipos de análise devem ser realizados, considerando um comportamento não-linear da conexão via-estrutura (balastro e travessas). Os efeitos da passagem de comboios devem ser avaliados considerando-se diferentes resistências longitudinais para a via conforme esteja carregada ou não carregada.

Quando a análise separada simplificada é efetuada, para a ação variação de temperatura, o balastro deve ser considerado como apresentando a lei de comportamento do ramo inferior como referido no capítulo anterior (não-carregado).

Quando a via está sob ação de cargas verticais e longitudinais, na zona onde esse carregamento está presente o balastro deve apresentar o comportamento do ramo superior (carregado), enquanto que na restante via o balastro deverá ser modelado com o comportamento do ramo inferior (não-carregado).

3.4 APRESENTAÇÃO DO CASO E1-3

A norma UIC774-3-R apresenta vários casos de modelos para validação de programas de cálculo automático. Para a validação do programa de cálculo automático SAP2000 18, foi modelado o caso E1-3.

Como anteriormente referido, o modelo só é validado se cumprir as tolerâncias estipuladas. Para as cargas introduzidas separadamente ou carregamento total, o limite do erro é de 10%. Caso o erro seja do lado da segurança a tolerância pode ser considerada até 20%.

O caso E1-3, representado na Figura 3.4, corresponde a uma ponte, com um tabuleiro com um único tramo de 60 metros de comprimento e simplesmente apoiado. No apoio direito o deslocamento vertical encontra-se bloqueado, enquanto o apoio esquerdo também se encontra bloqueado na direção vertical e na direção horizontal apresenta uma determinada rigidez elástica (neste caso $K=600000$ KN/m).

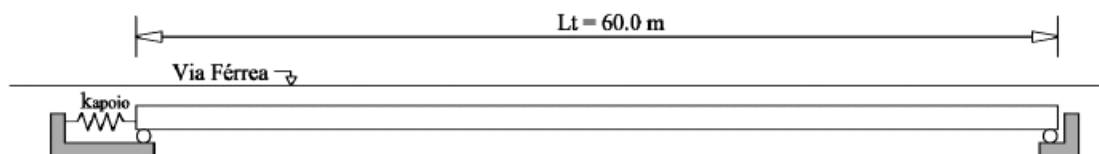


Figura 3.4 Esquema estrutural do caso E1-3 (Delgado, 2013).

A secção transversal prevista para este caso na norma UIC774-3-R é denominada DECK TYPE 1 representada na Figura 3.5. Ela é definida por uma secção mista aço-betão formado por duas vigas I em aço ligadas superiormente a uma laje de betão armado pré-esforçada. A distância entre a face inferior do tabuleiro ao centro de gravidade da secção, v_i , é de 4,79 metros e a altura do tabuleiro, H , é de 6 metros.

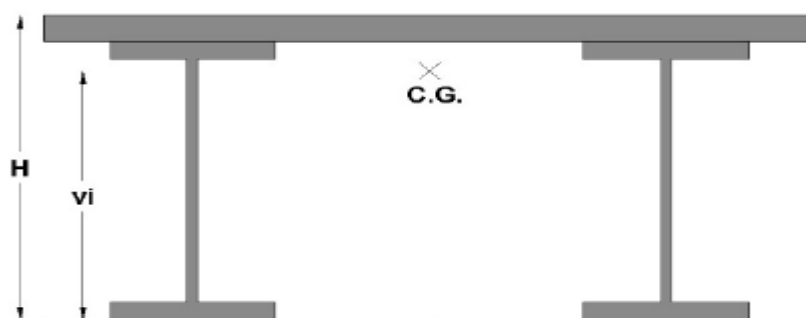


Figura 3.5 Secção transversal do tabuleiro no caso E1-3 (Delgado, 2013).

A via é balastrada e apresenta uma resistência longitudinal com um comportamento bilinear, representada na Figura 3.6. O deslocamento no local de mudança de comportamento elástico para comportamento plástico é de 2 milímetros, sendo o valor do patamar plástico de 20 kN/m para a via não-carregada e de 60 kN/m para a via carregada.

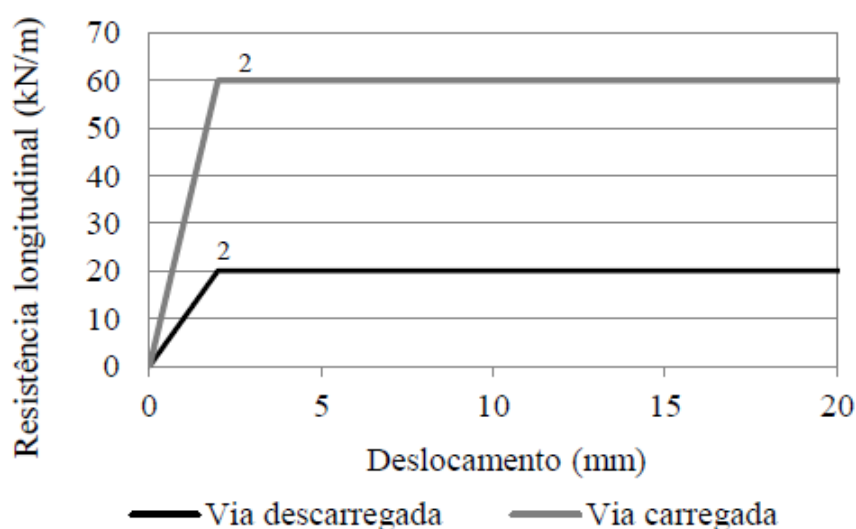


Figura 3.6 Comportamento longitudinal bilinear do balastro (Delgado, 2013).

O arranjo estático do modelo deve apresentar 300 metros de via em ambos os lados da ponte. O comboio que se apresenta no modelo, tem um comprimento de 300 metros, podendo tomar diversas posições no modelo.

As ações que foram consideradas no modelo são:

- Variação de temperatura no tabuleiro de +35°C.
- Sobrecarga ferroviária correspondente ao modelo LM71 de 80 kN/m.
- Ação da força de frenagem do comboio de 20 kN/m.

Estas análises são estáticas, sem variação de posição da ação ferroviária. O início do comboio é considerado no apoio direito.

3.5 METODOLOGIA DE ANÁLISE NUMÉRICA E VALIDAÇÃO DA MODELAÇÃO NO PROGRAMA SAP2000

O modelo numérico que simula o caso E1-3, tem que apresentar mais cuidado na simulação da interface via-ponte. A interface é influenciada pelo tipo e carregamento que a via esta sujeita, é necessário utilizar artifícios de simulação que aproximem o comportamento do modelo ao comportamento real da estrutura.

No modelo a interface é representada por elementos que simulam a resistência longitudinal.

3.5.1 DESCRIÇÃO DO MODELO

A modelação foi realizada num modelo bidimensional, com o tabuleiro com 60 metros de comprimento e com 300 metros de arranjo estático de cada lado, com a via assim a perfazer o comprimento total de 660 metros, como está apresentado na Figura 3.7. Outros aspetos que foram tidos em consideração na realização da modelação:

- Centro de gravidade coincidente com o topo do tabuleiro, à cota de 0 metros.
- Centro de gravidade do tabuleiro à cota de -1,21 metros.
- O carril e o tabuleiro forma simulados com elementos de 1,00 metros de comprimento.
- Os elementos que simulam a interface travessa-balastro estão localizados à cota -0,05 metros e espaçados de 1,00 metros.
- Na zona de arranjo estático, à cota de -1,21 metros, foram introduzidas restrições aos movimentos de translação e rotação espaçados de 1,00 metros.
- Barra rígidas fazem a ligação entre a via e a interface, a interface e o tabuleiro e entre o tabuleiro e os apoios.
- Os apoios do tabuleiro coincidem com a face inferior do tabuleiro, à cota de -6,00 metros.
- A rigidez horizontal do apoio esquerdo foi simulada através de uma mola.

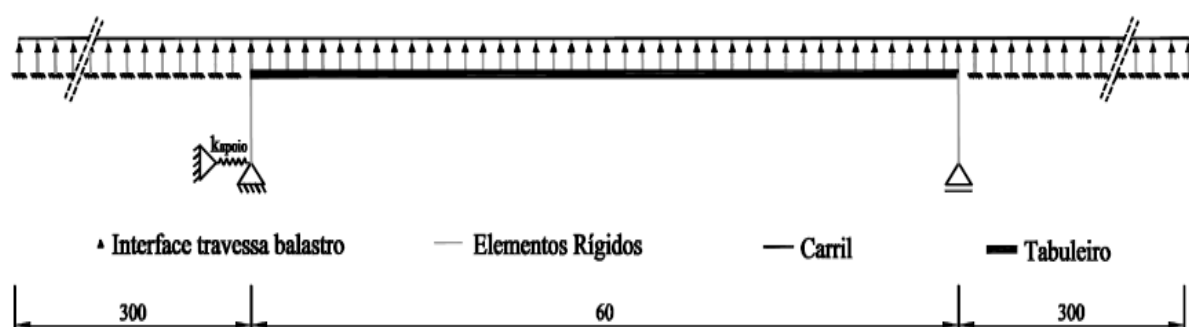


Figura 3.7 Esquema estrutural do modelo de SAP2000 do caso E1-3 (Delgado, 2013).

As análises numéricas realizadas para o caso E1-3 da ficha UIC774-3-R, são análises não-lineares estáticas, devido às ações de tráfego ferroviário consideradas, serem no geral aplicadas no modelo de forma estática.

Foram apenas realizadas as análises simplificadas da análise de interação via-estrutura devido às várias cargas ferroviárias e de variação de temperatura, devido ao programa de calculo automático utilizado apresentar limitações na realização de análises numéricas passo-a-passo devido a não permitir a atualização automática da rigidez longitudinal da ligação via-estrutura.

3.5.2 ELEMENTOS DO MODELO E1-3 EM SAP2000

➤ **Interface Via-Ponte**

O comportamento não-linear da ligação via-estrutura é um dos aspetos fundamentais neste tipo de análises. O programa de cálculo automático utilizado na realização deste modelo apresenta duas possibilidades para simular a lei constitutiva da ligação via-estrutura. São elementos do tipo “Link/Support Properties” e são designados por “MultiLinear Plastic” e “Plastic (Wen)”. Na Figura 3.8 e Figura 3.9 estão representados os menus dos elementos não-lineares utilizados na modelação.

No presente modelo foram utilizados os elementos “MultiLinear Plastic” para representar a ligação via-estrutura. Este elemento é caracterizado por apresentar 6 graus de liberdade, 3 translações e 3 rotações.

A ligação pode ser realizada de duas formas, como ligação rígida ou como uma ligação governada por um comportamento não-linear. Esta ligação permite ao utilizador associar simultaneamente na mesma ligação graus de liberdade distintos em cada uma das direções. É também permitido apresentar comportamento rígido para uma direção e comportamento elásto-plástico numa outra direção.

Link/Support Property Data

Link/Support Type: MultiLinear Plastic

Property Name: LIN1

Property Notes:

Set Default Name

Modify/Show...

Total Mass and Weight

Mass: 0

Weight: 0

Rotational Inertia 1: 0

Rotational Inertia 2: 0

Rotational Inertia 3: 0

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All

Clear All

P-Delta Parameters

Advanced...

OK

Cancel

Figura 3.8 Menu da seleção e definição do elemento "MultiLinear Elastic" no SAP2000.

Link/Support Directional Properties

Edit

Identification

Property Name: LIN1

Direction: U2

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0,

Effective Damping: 0,

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0,

Multi-Linear Force-Deformation Definition

	Displ	Force
1	-10,	-20,
2	-2,000E-03	-20,
3	0,	0,
4	2,000E-03	20,

Order Rows Delete Row 3 Add Row 6

Figura 3.9 Menu definição da lei que caracteriza o grau de liberdade com comportamento não-linear.

➤ **Elementos Carris e Tabuleiro**

Os elementos que simulam os carris e os tabuleiros são elementos de viga que apresentam as características presentes no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 Propriedades dos elementos Carril e Tabuleiro no Caso E1-3.

Parâmetro	Carril	Tabuleiro
Área, A [m ²]	$1,53 * 10^{-2}$	$7,40 * 10^{-1}$
Inércia, I [m ⁴]	$6,11 * 10^{-5}$	2,59
Módulo de elasticidade, E [GPa]	210	210
Coeficiente de dilatação térmica linear, α [°C]	$1,20 * 10^{-5}$	$1,00 * 10^{-5}$

3.5.3 CENÁRIO DE ANÁLISE E RESULTADOS

Os resultados obtidos para o modelo descrito foram comparados com os obtidos por Delgado (2013). As ações que foram aplicadas no modelo foram: a variação uniforme de temperatura no tabuleiro de +35°C, e aplicadas num comprimento de 300 metros, as ações de frenagem com um valor de 20 kN/m e de sobrecarga correspondente à parte uniformemente distribuída do modelo LM71 com um valor de 80 kN/m.

O comboio representado no modelo apresenta 300 metros de comprimento, e foi introduzido sobre a ponte, com a parte inicial do comboio localizada sobre o apoio móvel.

No modelo efetuado a abcissa do apoio móvel localiza-se no ponto X=360 metros e a abcissa do apoio com rigidez longitudinal é de X=300 metros.

Pela Figura 3.10 observa-se a existência de concentração de tensões de tração sobre o apoio com rigidez longitudinal e de compressão sobre o apoio móvel.

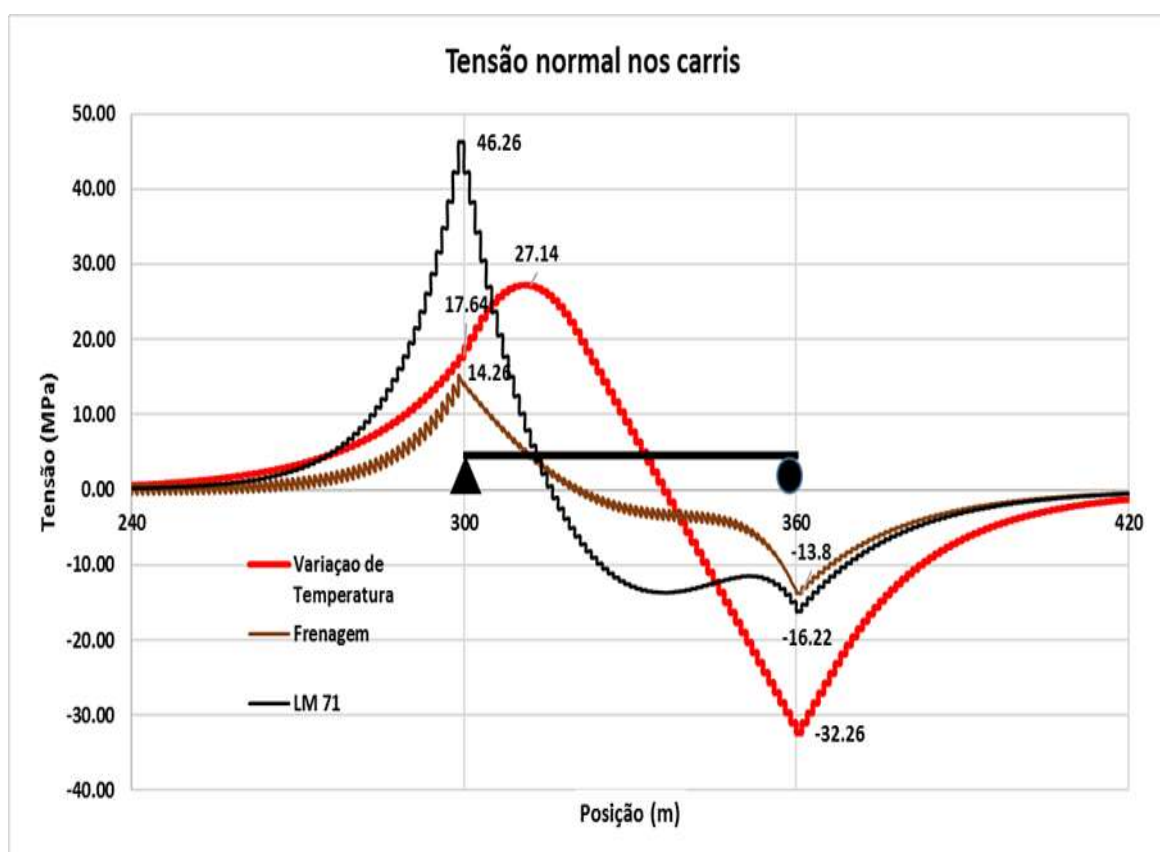


Figura 3.10 Tensão normal na via para as diferentes ações.

Apresenta-se de seguida na Figura 3.11, Figura 3.12 e Figura 3.13 os gráficos relativos ao deslocamento absoluto no eixo do tabuleiro (δt), ao deslocamento absoluto dos carris (δc) e ao deslocamento relativo entre o tabuleiro e os carris (δr), para as ações anteriormente referidas. São apenas apresentados os resultados dos deslocamentos na zona do tabuleiro.

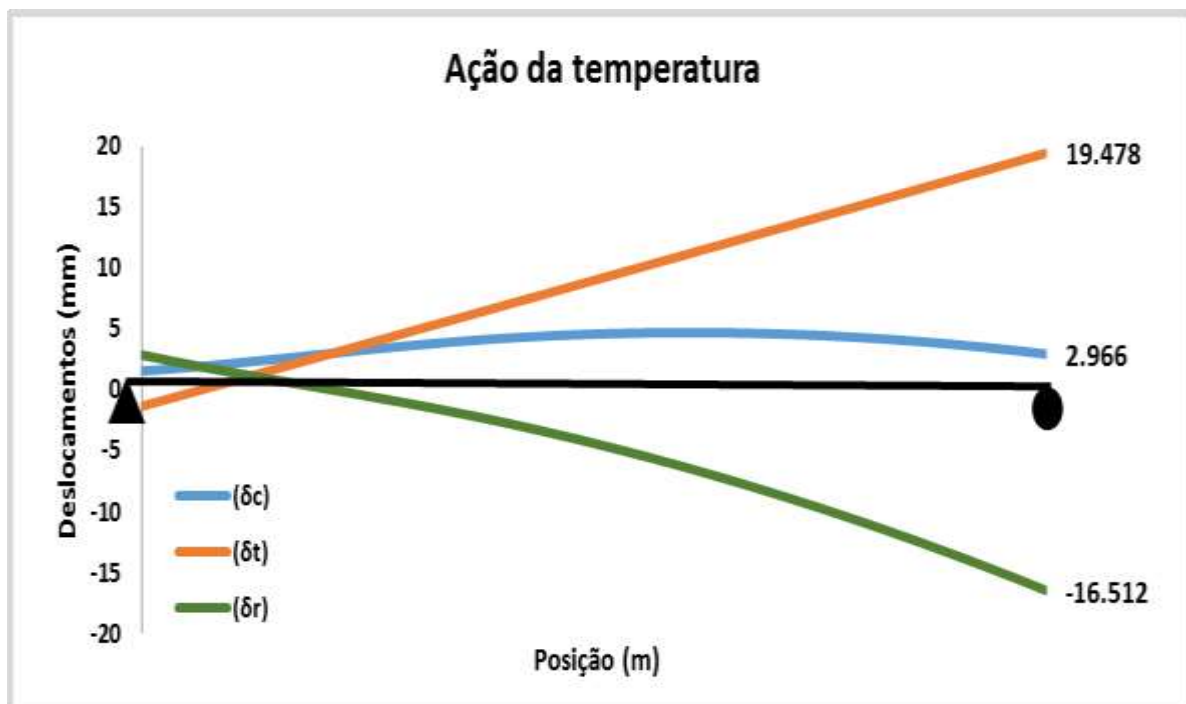


Figura 3.11 Deslocamentos na zona do tabuleiro para a ação de variação de temperatura uniforme de +35°C.

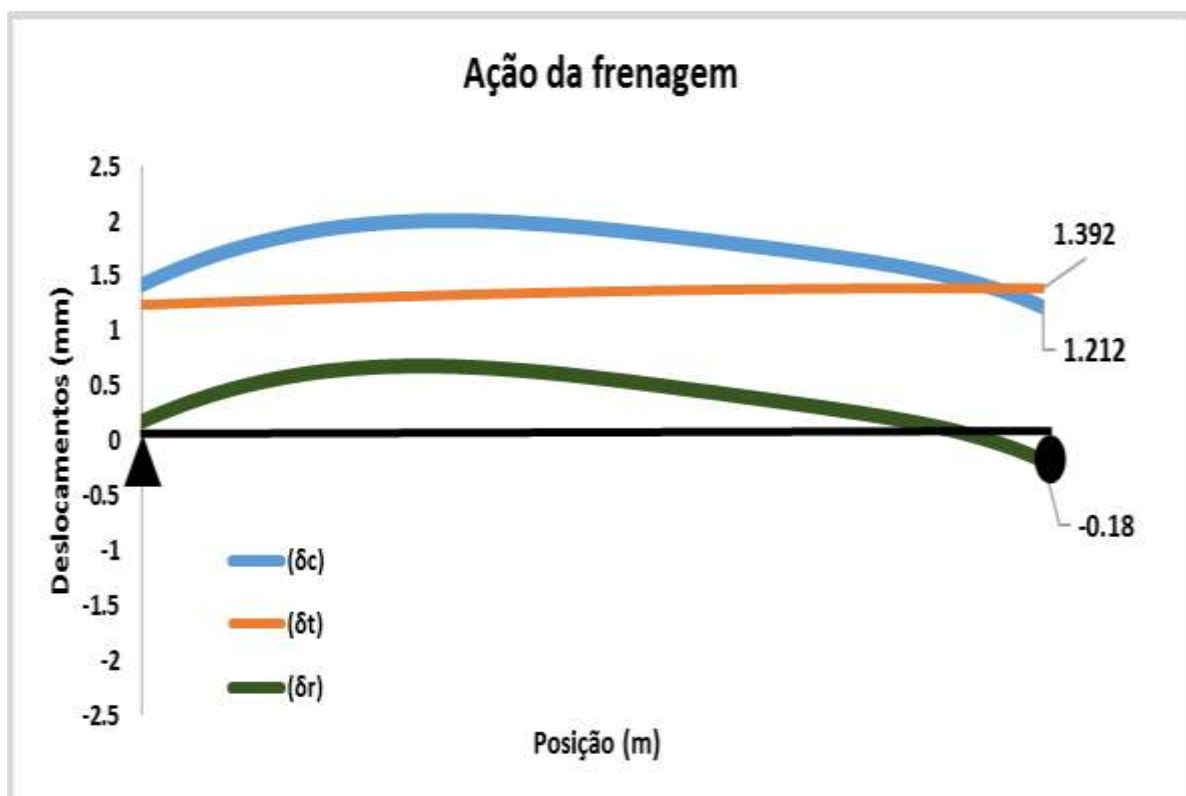


Figura 3.12 Deslocamentos na zona do tabuleiro para a ação de frenagem.

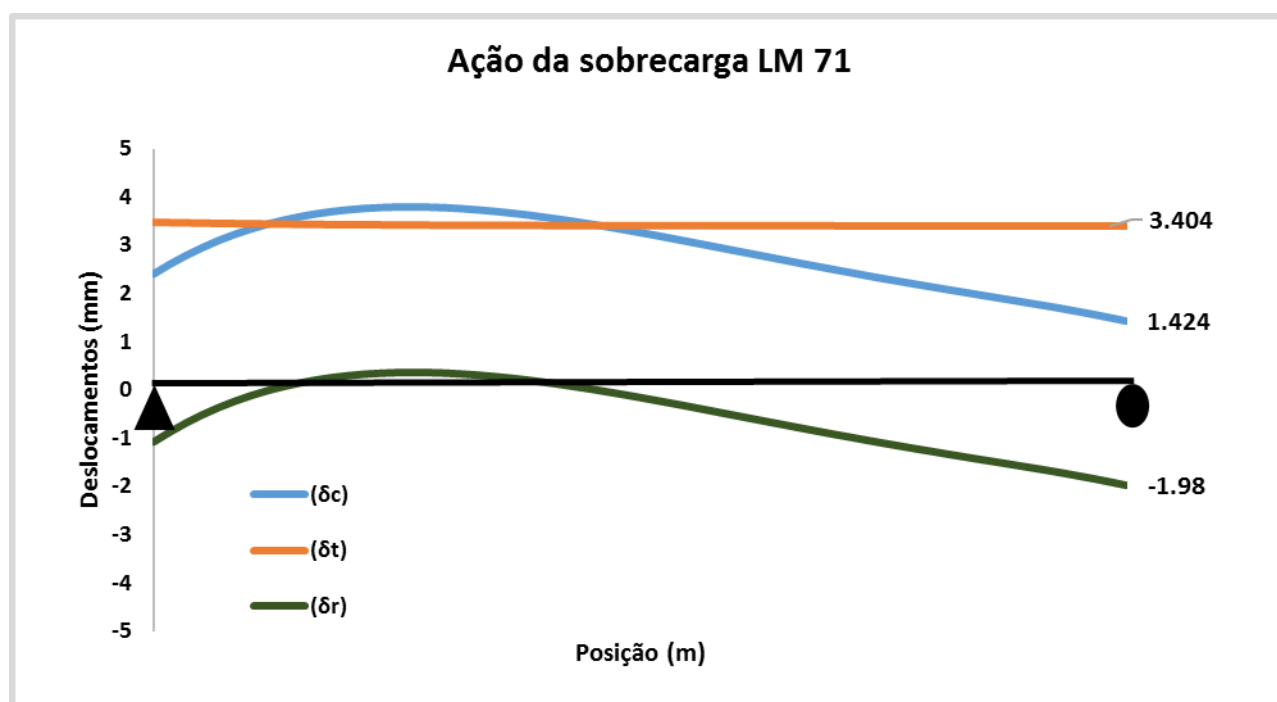


Figura 3.13 Deslocamentos na zona do tabuleiro para a ação de sobrecarga LM 71.

No Quadro 3.2 é apresentado os valores máximos de tensão de compressão nos carris (σ -), do deslocamento total do tabuleiro (δt), do deslocamento relativo via-ponte (δr) e da reação horizontal no apoio fixo (RH). Os valores finais foram obtidos pela sobreposição linear dos efeitos das referidas ações. É feita uma comparação dos resultantes obtidos neste modelo, com os resultados obtidos por Delgado (2013).

Quadro 3.2 Comparação dos resultados obtidos e os apresentados por Delgado (2013)

Ação	σ -	δr	δt	RH
	[MPa]	[mm]	[mm]	[kN]
ΔT	-32.26	-16.512	19.478	763.37
FR	-13.80	-0.180	1.392	-776.49
LM71	-16.22	-1.980	3.404	956.00
$\Delta T + FR + LM71$ (B)	-62.28	-18.670	24.270	942.88
$\Delta T + FR + LM71$ (S)	-66.13	-18.7	24.3	1037.89
ε (%) (B-S)/S	-5.82	-0.15	-0.11	-9.15

NOTA: B- Análise base realizada no SAP2000, S-Análise efetuada por Delgado (2013).

Por observação da última linha do Quadro 3.2, é possível concluir que, tendo em consideração os resultados obtidos por Delgado (2013) como valores de referência, os erros relativos (ϵ) apresentam valores reduzidos. Para o modelo ser considerado válido é necessário que o máximo erro apresentado cerca inferior a 10%, sendo em caso de o erro estar no lado da segurança esse limite ser considerado de 20%. Como é possível verificar o erro mais elevado é exibido na reação horizontal no apoio fixo, sendo esse valor de -9.15%, cumprindo assim os limites regulamentares. Pode-se assim considerar que a modelação desenvolvida é válida.

4

ANÁLISES PARAMÉTRICAS**4.1 ENQUADRAMENTO**

O presente capítulo vai ser constituído pela análise paramétrica de parâmetros que influenciam o fenómeno de interação via-estrutura em viadutos ferroviários. O controle do fenómeno da interação via-estrutura é um aspeto fundamental na circulação em segurança do tráfego ferroviário. Controlando-se os valores regulamentares limites de tensões nos carris e dos deslocamentos (deslocamentos do carril, deslocamentos do tabuleiro e deslocamentos entre o carril e o tabuleiro), controla-se indiretamente a estabilidade da via, permitindo controlar a ocorrência de encurvadura da via e fratura do carril.

Tendo como modelo base o caso E1-3 da ficha UIC774-3-R, que foi apresentado, modelado e aprovado no capítulo 3, realizaram-se estudos paramétricos para aprofundar o conhecimento sobre o efeito de diversos parâmetros neste fenómeno.

Os estudos paramétricos desenvolvidos envolveram o estudo destes parâmetros:

- Comprimento de dilatação do tabuleiro;
- Esquema estrutural da ponte;
- Distância do centro de gravidade do carril aos apoios da estrutura;
- Rigidez da interface via-balastro;
- Combinação de fatores multiplicativos das ações aplicadas na estrutura.

Com estes estudos pretende-se avaliar a influência destes parâmetros nas tensões nos carris, na reação longitudinal e nos deslocamentos do tabuleiro, carris e relativo entre o tabuleiro e o carril na zona do tabuleiro. Os resultados apresentam as tensões máximas presentes nos carris em toda a extensão dos modelos, enquanto que os deslocamentos foram apenas avaliados na zona do tabuleiro. Para cada ação é analisado individualmente o efeito do parâmetro em termos de reações longitudinais, tensões nos carris e deslocamentos dos carris, tabuleiro e relativo entre carril e tabuleiro.

É apresentado uma análise comparativa dos efeitos dos vários parâmetros nas tensões nos carris, pretendendo-se tirar ilações sobre o efeito da variação dos parâmetros a nível das tensões e o tipo de ação que mais influência esse efeito. São verificados os valores regulamentares presentes na ficha UIC-774-3-R para as tensões nos carris para os três tipos de ação e os valores do deslocamento absoluto no tabuleiro e relativo entre o carril e o tabuleiro para a ação de frenagem.

4.2 PARÂMETRO 1- COMPRIMENTO DE DILATAÇÃO DO TABULEIRO

Um dos parâmetros fundamentais na análise dos efeitos da interação via-estrutura é o comprimento de dilatação do tabuleiro. Pretendendo-se estudar o efeito da variação deste parâmetro neste fenómeno, foram analisados 3 modelos com diferentes características (representados na Figura 4.1, Figura 4.2 e Figura 4.3). Estes modelos tiveram por base as indicações da ficha UIC-774-3-R e foram modelados no programa de cálculo automático SAP2000 versão 18. O modelo base de comparação é o caso E1-3, já anteriormente referido no capítulo 3, e os outros dois modelos apresentam as mesmas características do modelo base, variando o parâmetro em análise em cada subcapítulo. Neste caso em concreto o parâmetro variável nos modelos é o comprimento de dilatação do tabuleiro, pois pretende-se avaliar o efeito do aumento deste parâmetro ao nível de tensões nos carris e deslocamentos (carris, tabuleiro e relativo entre o tabuleiro e o carril). Cada um destes modelos foi sujeita separadamente às ações de variação de temperatura uniforme ($+35^{\circ}\text{C}$), de frenagem (20 kN/m) e da carga distribuída do modelo LM 71 (80 kN/m). Os comprimentos de dilatação selecionados para este estudo foram de 60, 90 e 120 metros. O modelo com um tabuleiro com comprimento de dilatação de 60 metros (modelo base- Caso E1-3) é tratado neste capítulo como Modelo 1, o modelo com um tabuleiro com comprimento de dilatação de 90 metros é designado de Modelo 2 e o modelo que apresenta um comprimento de dilatação de 120 metros é designado de Modelo 3.

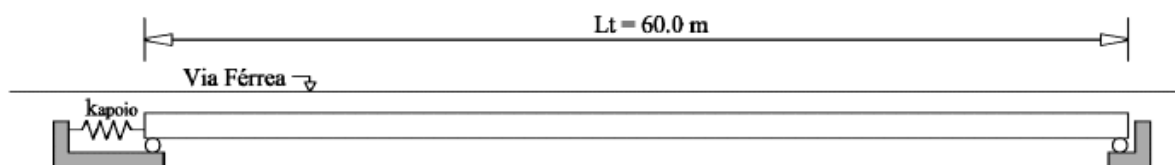


Figura 4.1 Esquema estrutural- Modelo 1.

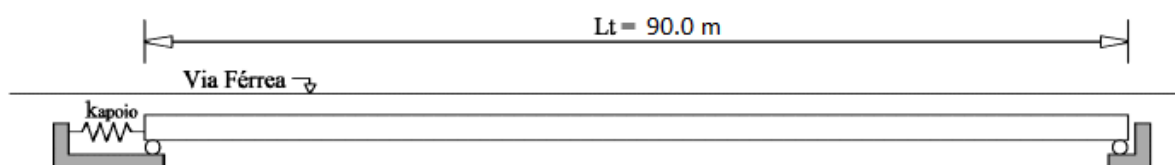


Figura 4.2 Esquema estrutural- Modelo 2.

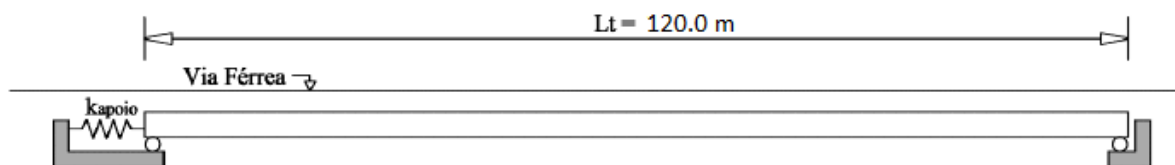


Figura 4.3 Esquema estrutural- Modelo 3.

4.2.1 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO TABULEIRO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DE VARIAÇÃO DE TEMPERATURA (+35°C).

Para análise dos resultados obtidos, foram realizados dois tipos de quadro para cada ação. O primeiro quadro apresenta os valores máximos obtidos nos modelos analisados para valores de tensão no carril, deslocamentos e reação horizontal. No segundo tipo de quadro é apresentado a variação percentual dos fatores presentes para os modelos analisados face aos valores presentes no modelo base de comparação (neste parâmetro o modelo base comparativo é o Modelo 1). A simbologia [(%) Modelos 1/2] tem o significado de ser a variação percentual entre os valores obtidos no modelo 2 face aos valores do modelo Base (Modelo 1). O primeiro modelo na simbologia é o modelo base de comparação, sendo no segundo modelo que se apresenta a variação percentual.

A fórmula matemática utilizada para o cálculo da variação percentual entre um modelo face ao modelo base é:

$$\frac{\text{Valor Modelo a comparar} - \text{Valor Modelo Base}}{\text{Valor Modelo Base}} * 100$$

Por observação do Quadro 4.1 e do Quadro 4.2, conclui-se que quando o tabuleiro de uma ponte se encontra sujeita a uma variação uniforme de temperatura o aumento do comprimento de dilatação do tabuleiro gera as seguintes variações:

- Os valores máximos de tensão no carril, reação horizontal e deslocamentos no carril, tabuleiro e entre o carril e o tabuleiro aumentam.
- Em termos percentuais o maior acréscimo regista-se no valor do deslocamento máximo no carril.
- Os outros valores analisados aumentam aproximadamente para o dobro, quando se duplica o comprimento de dilatação do tabuleiro.
- Todos os modelos cumprem o valor regulamentar de tensão de compressão máxima no carril (72 MPa) e de tensão de tração máxima no carril (92 MPa).

Quadro 4.1 Comparação dos resultados devido à influência da variação do comprimento de dilatação do tabuleiro quando sujeita à ação de variação uniforme de temperatura.

Modelo	Comprimento de dilatação do tabuleiro (m)	σ^- máxima [MPa]	σ^+ máxima [MPa]	Reação horizontal [kN]	δ carril máximo [mm]	δ tabuleiro máximo [mm]	δ carril-tabuleiro relativo máximo [mm]
1	60	-32.26	27.26	763.37	4.748	19.478	-16.512
2	90	-47.87	40.48	1106.84	9.323	29.112	-23.854
3	120	-62.72	51.73	1431.74	15.118	38.679	-30.446

Quadro 4.2 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação do comprimento de dilatação do tabuleiro quando sujeita à ação de variação uniforme de temperatura.

% Variação de valores entre dois modelos	σ - máxima	σ + máxima	Reação horizontal	δ carril máximo	δ tabuleiro máximo	δ carril- tabuleiro relativo máximo
(%) Modelos 1/2	48	48	45	96	49	44
(%) Modelos 1/3	94	90	88	218	99	84

4.2.2 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE DILATAÇÃO DO TABULEIRO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DE FRENAGEM (20 kN/M).

Por observação do Quadro 4.3 e do Quadro 4.4, conclui-se que para a ação de frenagem, o aumento do comprimento de dilatação do tabuleiro provoca as seguintes tendências:

- Os valores máximos das tensões de compressão e tração nos carris, reação horizontal e deslocamentos no carril, tabuleiro e relativo entre carril e tabuleiro aumentam.
- Em termos percentuais o maior acréscimo regista-se no valor de deslocamento máximo relativo entre o carril e o tabuleiro.
- Os limites regulamentares para tensões máximas de compressão e tração nos carris são cumpridos.
- O limite regulamentar para o deslocamento relativo máximo entre carril e o tabuleiro quando sujeito à ação frenagem/arranque é cumprido (4 mm).
- O limite regulamentar para o deslocamento absoluto máximo do tabuleiro quando sujeito à ação frenagem/arranque é cumprido (5 mm).

Quadro 4.3 Comparação dos resultados devido à influência da variação do comprimento de dilatação do tabuleiro quando sujeita à ação de frenagem.

Modelo	Comprimento de dilatação do tabuleiro (m)	σ - máxima [MPa]	σ + máxima [MPa]	Reação horizontal [kN]	δ carril máximo [mm]	δ tabuleiro máximo [mm]	δ carril- tabuleiro relativo máximo [mm]
1	60	-13.8	15.18	-776.49	2.014	1.393	0.69
2	90	-17.26	25.66	-1163.46	3.297	2.238	1.27
3	120	-19.52	37.8	-1543	5.276	3.191	2.532

Quadro 4.4 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação do comprimento de dilatação do tabuleiro quando sujeita à ação de frenagem.

% Variação de valores entre dois modelos	σ -máxima	σ +máxima	Reação horizontal	δ carril máximo	δ tabuleiro máximo	δ carril-tabuleiro relativo máximo
(%) Modelos 1/2	25	69	50	64	61	84
(%) Modelos 1/3	41	149	99	162	129	267

4.2.3 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO TABULEIRO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DA CARGA DISTRIBUÍDA DO MODELO DE CARGA LM 71 (80 kN/M)

Por observação do Quadro 4.5 e do Quadro 4.6, conclui-se que quando o tabuleiro de uma ponte se encontra sujeita a uma variação uniforme de temperatura o aumento do comprimento de dilatação do tabuleiro as seguintes tendências ocorrem:

- Os valores máximos de tensões de compressão e de tração e deslocamentos absolutos do carril e tabuleiro e relativo entre o carril e o tabuleiro aumentam.
- O maior incremento percentual ocorre para o deslocamento máximo relativo entre o carril e o tabuleiro.
- O Modelo 2 não cumpre os limites regulamentares para as tensões de compressão nos carris (72 MPa).
- O Modelo 3 não cumpre os limites regulamentares para as tensões de compressão (72 MPa) e tração (92 MPa) nos carris.
- O aumento do comprimento de dilatação do tabuleiro tem uma grande influência nos valores analisados pois provoca grande aumento desses valores.

Quadro 4.5 Comparação dos resultados devido à influência da variação do comprimento de dilatação do tabuleiro quando sujeita à ação da carga distribuída do modelo de carga LM71.

Modelo	Comprimento do tabuleiro (m)	σ -máxima [MPa]	σ +máxima [MPa]	Reação horizontal [kN]	δ carril máximo [mm]	δ tabuleiro máximo [mm]	δ carril-tabuleiro relativo máximo [mm]
1	60	-16.22	46.26	956	3.795	3.479	-1.98
2	90	-40.56	95.12	2075.92	11.838	10.111	-5.745
3	120	-102.77	114.53	920.96	16.71	8.68	-16.861

Quadro 4.6 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação do comprimento de dilatação do tabuleiro quando sujeita à ação da carga distribuída do modelo de carga LM71.

% Variação de valores entre dois modelos	σ -máxima	σ +máxima	Reação horizontal	δ carril máximo	δ tabuleiro máximo	δ carril-tabuleiro relativo máximo
(%) Modelos 1/2	150	106	117	212	191	190
(%) Modelos 1/3	534	148	-4	340	149	752

4.2.4 CONCLUSÕES FINAIS SOBRE O EFEITO DA VARIAÇÃO DE COMPRIMENTO DE DILATAÇÃO DO TABULEIRO NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA

De seguida vai-se referir algumas das conclusões resultantes da análise do efeito do parâmetro comprimento de dilatação do tabuleiro na interação via-estrutura:

- Por observação da Figura 4.7, onde está representada as tensões máximas nos carris para os modelos analisadas, conclui-se que o aumento do comprimento de dilatação do tabuleiro leva ao aumento do valor máximo das tensões de compressão e tração instalados nos carris.
- Os valores mais elevados de tensões de tração e de compressão surgem no Modelo 3. Logo sob a mesma carga aplicada, um comprimento de dilatação do tabuleiro maior leva a maiores tensões, havendo mais carga aplicada diretamente no tabuleiro e menos na zona de aterro.
- Por observação da Figura 4.4, Figura 4.5 e Figura 4.6 as tensões máximas de trações localizam-se no apoio esquerdo para a ação de frenagem e LM71, enquanto que para a ação de variação de temperatura localiza-se entre o apoio esquerdo e o centro do tabuleiro. As tensões máximas de compressão ficam localizadas junto do apoio direito para todos os casos excetuando para a ação LM71 aplicada no Modelo 3. Existe uma percentagem maior da carga vertical aplicada na zona do tabuleiro, levando assim a valores mais elevados de tensões de compressão na zona central do tabuleiro, havendo no apoio direito tensões de tração.

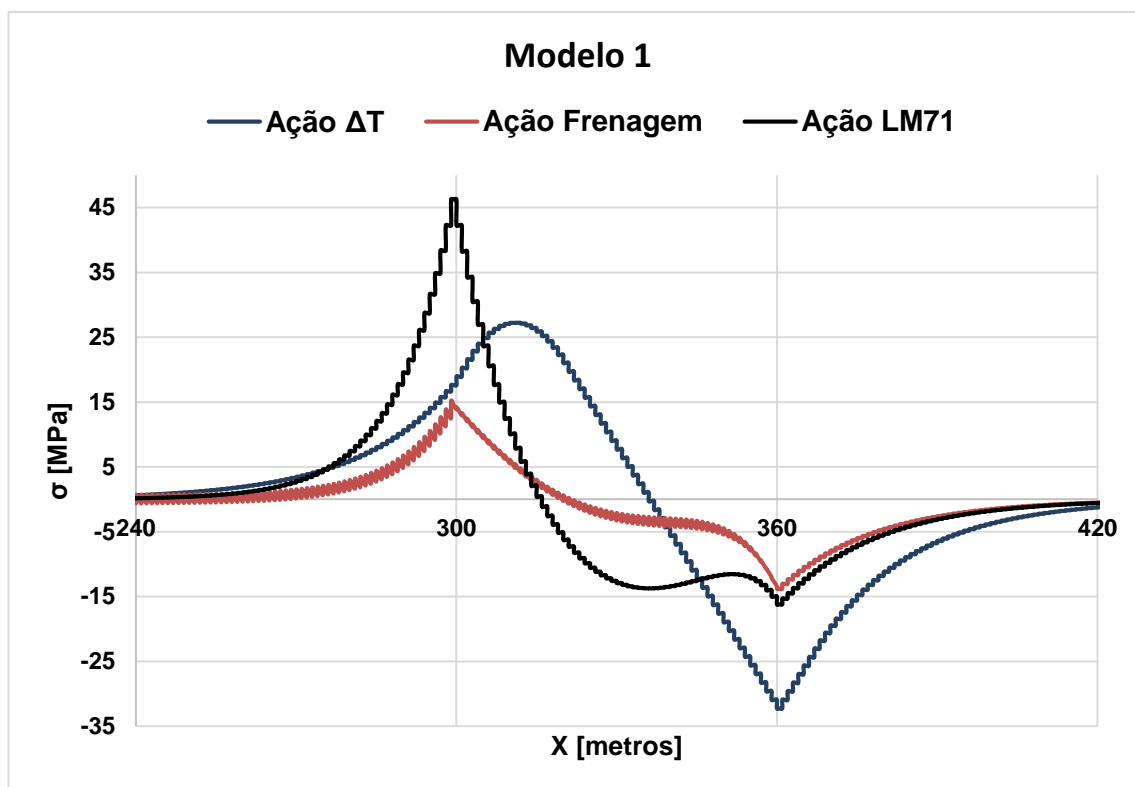


Figura 4.4 Diagramas de tensões nos carris para o modelo 1.

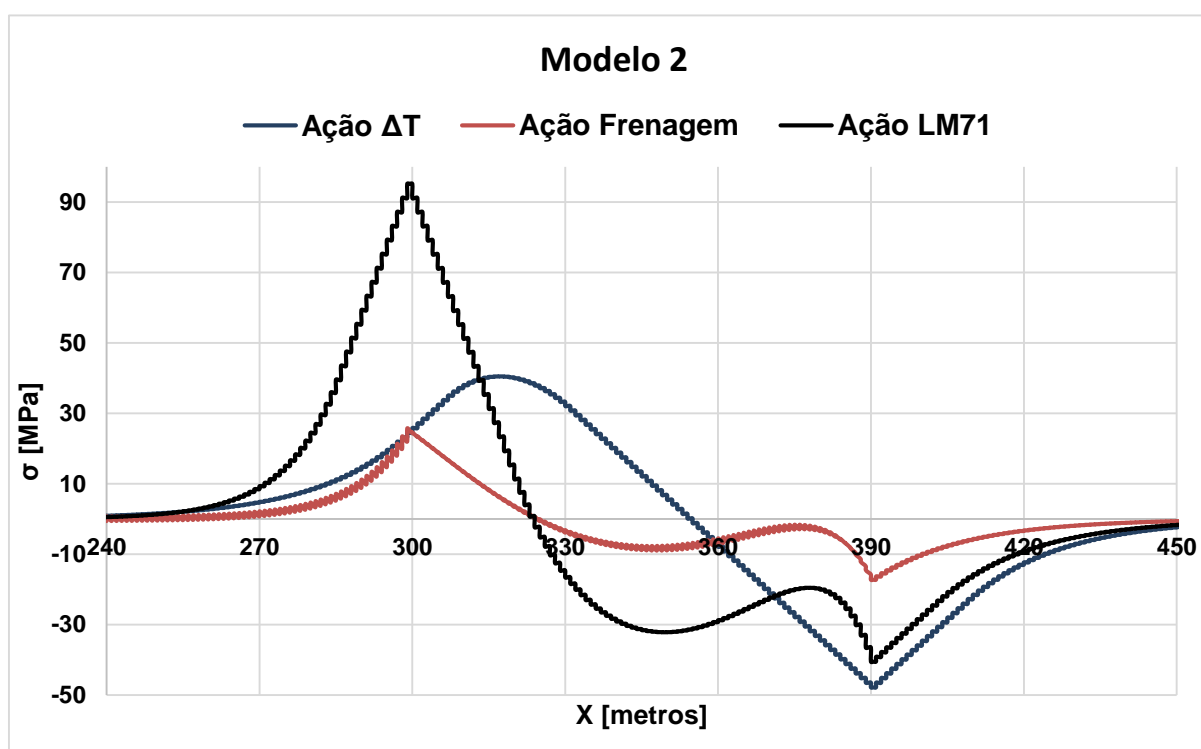


Figura 4.5 Diagramas de tensões nos carris para o modelo 2.

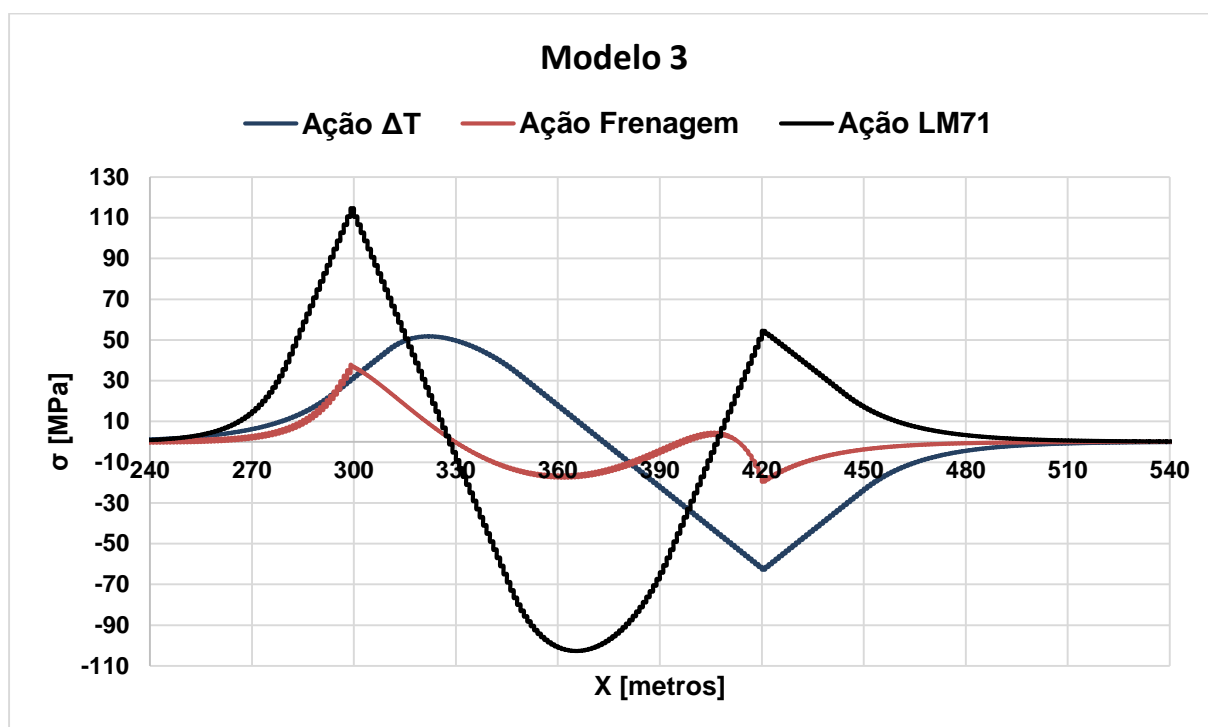


Figura 4.6 Diagramas de tensões nos carris para o modelo 3.

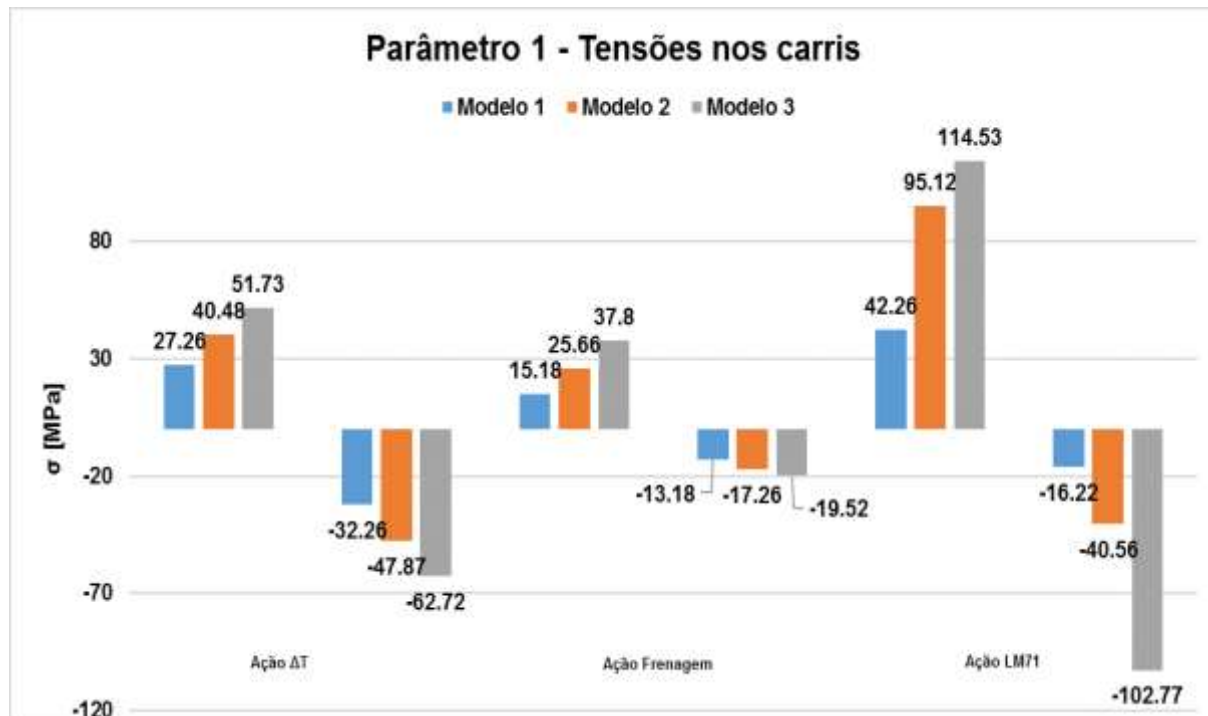


Figura 4.7 Valores máximos de tensões para os modelos de análise do parâmetro 1- comprimento de dilatação do tabuleiro.

4.3 PARÂMETRO 2- ESQUEMA ESTRUTURAL DA PONTE

Pretende-se tirar ilações sobre o efeito do esquema estrutural da ponte na interação via-estrutura. Para o estudo da influência deste parâmetro na interação via-estrutura foram analisados dois modelos. Utilizando-se as características presentes na ficha UIC-774-3-R para o caso E1-3, foi modelado o modelo 4 que apresenta o ponto fixo da estrutura na extremidade esquerda do tabuleiro e tem um comprimento de dilatação de 60 metros. O modelo 5 segue também as indicações para as características do caso de estudo E1-3 presente na ficha UIC-774-3-R, porém apresenta um comprimento de 120 metros e o ponto fixo da estrutura localiza-se no ponto central do tabuleiro. O comprimento de dilatação do modelo 5 também é de 60 metros.

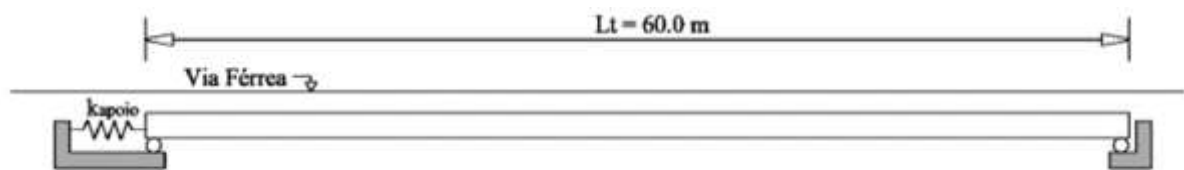


Figura 4.8 Esquema estrutural- Modelo 4.

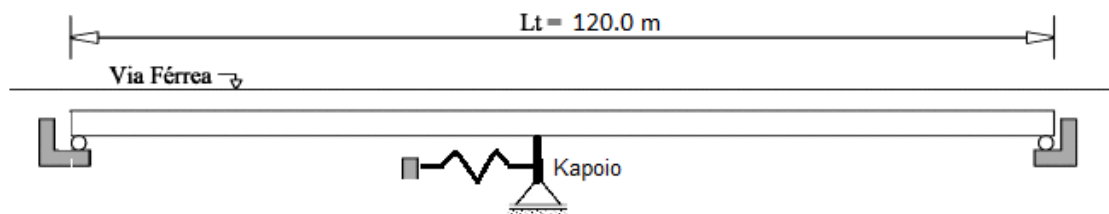


Figura 4.9 Esquema estrutural- Modelo 5.

4.3.1 INFLUÊNCIA DO ESQUEMA ESTRUTURAL DO TABULEIRO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DE VARIAÇÃO DE TEMPERATURA (+35°C)

Por observação da Figura 4.10, Figura 4.11 e Quadro 4.7, pode-se concluir que:

- Que o modelo onde a localização do ponto fixo da estrutura é no centro da estrutura apresenta valores mais elevados de tensões de tração nos carris do que o modelo onde o ponto fixo da estrutura se localiza na extremidade do tabuleiro, quando sujeita à ação de variação de temperatura uniforme no tabuleiro.
- Em termos de tensões de compressão existe redução residual do valor máximo, quando o ponto fixo se localiza no centro tabuleiro em relação a quando se localiza na extremidade.
- O valor máximo das tensões de tração ocorre no centro do tabuleiro para o modelo 5, enquanto que no modelo 4 ocorre entre o apoio esquerdo e o centro do tabuleiro.
- É nos apoios simples verticais que ocorrem os máximos de tensão de compressão nos carris.
- Os limites regulamentares das tensões nos carris são cumpridos.

Quadro 4.7 Comparação de resultados obtidos para o parâmetro 2 (variação do esquema estrutural) para a ação de variação de temperatura.

Modelo	σ^- máxima [MPa]	σ^+ máxima [MPa]
4	-32.26	27.26
5	-30.52	42.63
(%) Modelos 4/5	-5	56

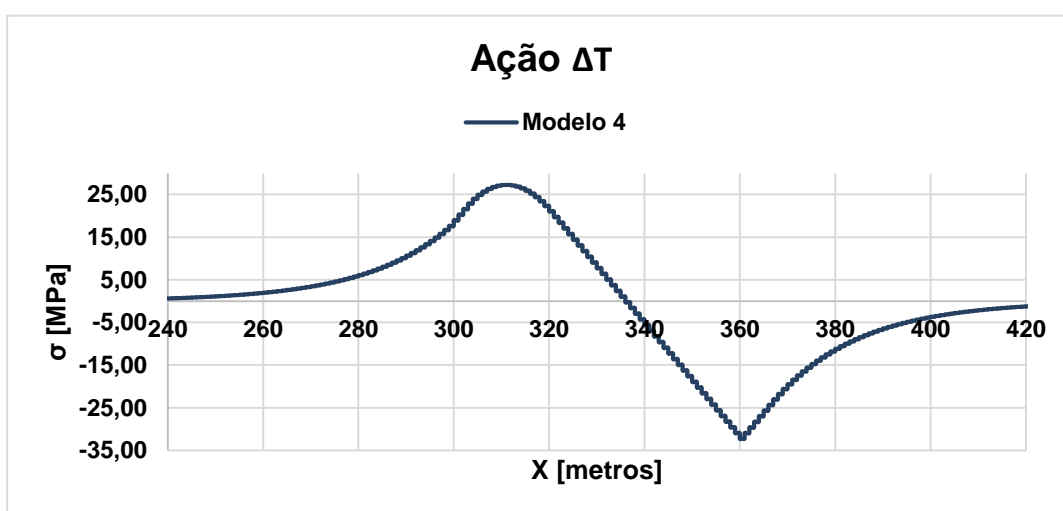


Figura 4.10 Diagrama de tensões nos carris no Modelo 4 sob ação de variação de temperatura.

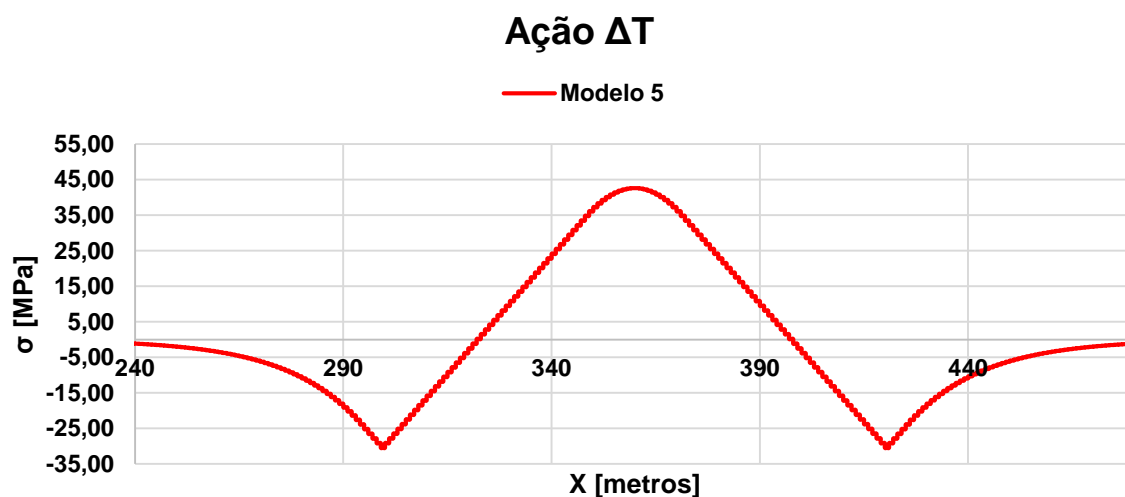


Figura 4.11 Diagrama de tensões nos carris no Modelo 5 para a ação de variação de temperatura.

4.3.2 INFLUÊNCIA DO ESQUEMA ESTRUTURAL DO TABULEIRO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DE FRENAGEM (20 kN/m).

Por observação da Figura 4.12, Figura 4.13 e Quadro 4.8 concluiu-se que:

- Para o modelo 5 (ponto fixo central) os valores das tensões de tração e de compressão aumentam em relação aos valores obtidos no modelo 4 (ponto fixo na extremidade) para a ação de frenagem.
- Os limites regulamentares das tensões nos carris são cumpridos.

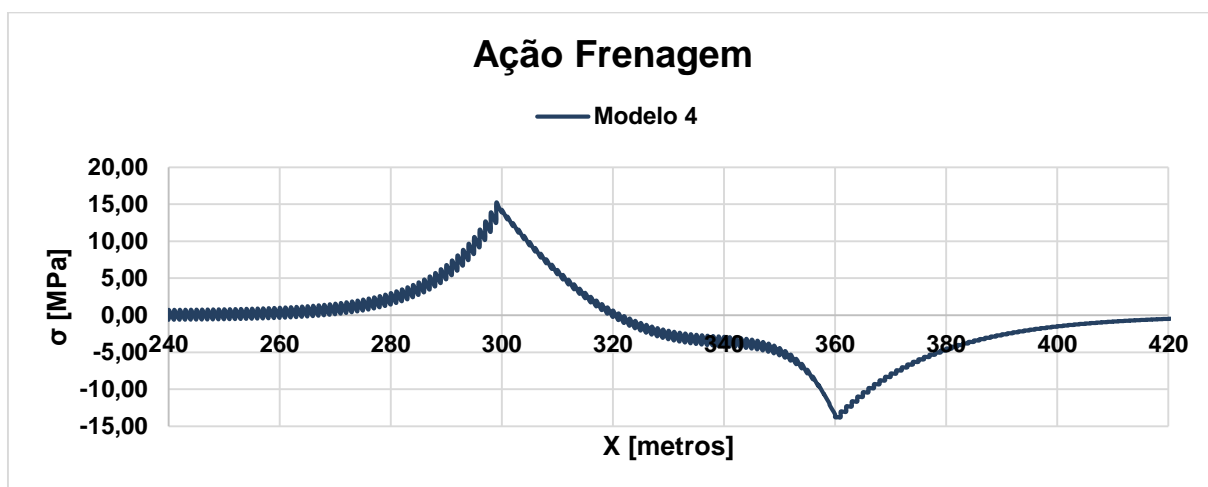


Figura 4.12 Diagrama de tensões nos carris no Modelo 4 sob ação de frenagem.

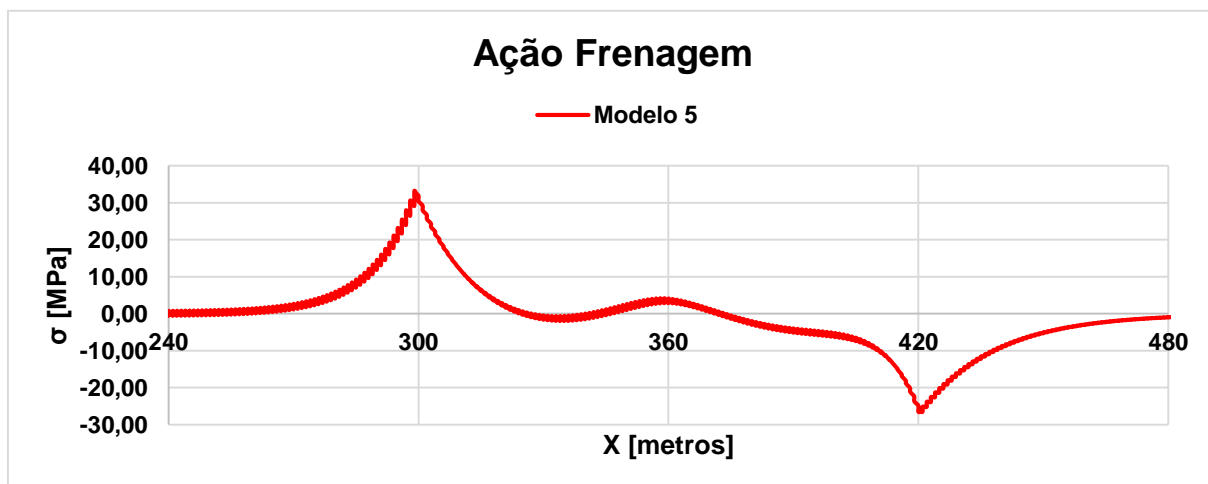


Figura 4.13 Diagrama de tensões nos carris no Modelo 5 sob ação de frenagem.

Quadro 4.8 Comparação de resultados obtidos para o parâmetro 2 (variação do esquema estrutural) para a ação de frenagem.

Modelo	σ^- máxima [MPa]	σ^+ máxima [MPa]
4	-13.80	15.18
5	-26.48	33.13
ϵ (%) Modelos 4/5	92	118

4.3.3 INFLUÊNCIA DO ESQUEMA ESTRUTURAL DO TABULEIRO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DA CARGA DISTRIBUÍDA DO MODELO DE CARGA LM 71 (80 kN/m).

Por observação da Figura 4.14, Figura 4.15 e Quadro 4.9 concluiu-se que:

- Para o modelo 5 (ponto fixo central) os valores das tensões de tração e de compressão aumentam em relação aos valores obtidos no modelo 4 (ponto fixo na extremidade) para a ação de carga distribuída do modelo de carga LM 71.
- Os limites regulamentares das tensões nos carris são cumpridos.

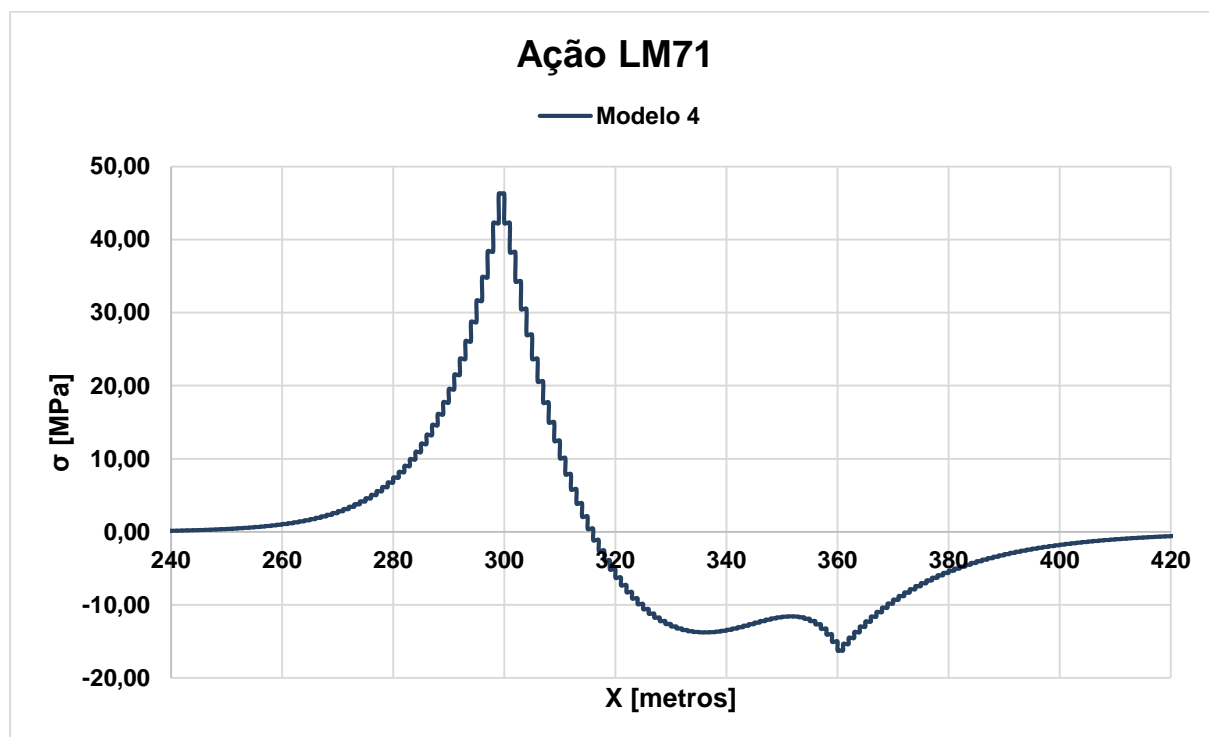


Figura 4.14 Diagrama de tensões nos carris no Modelo 4 sob ação LM71.

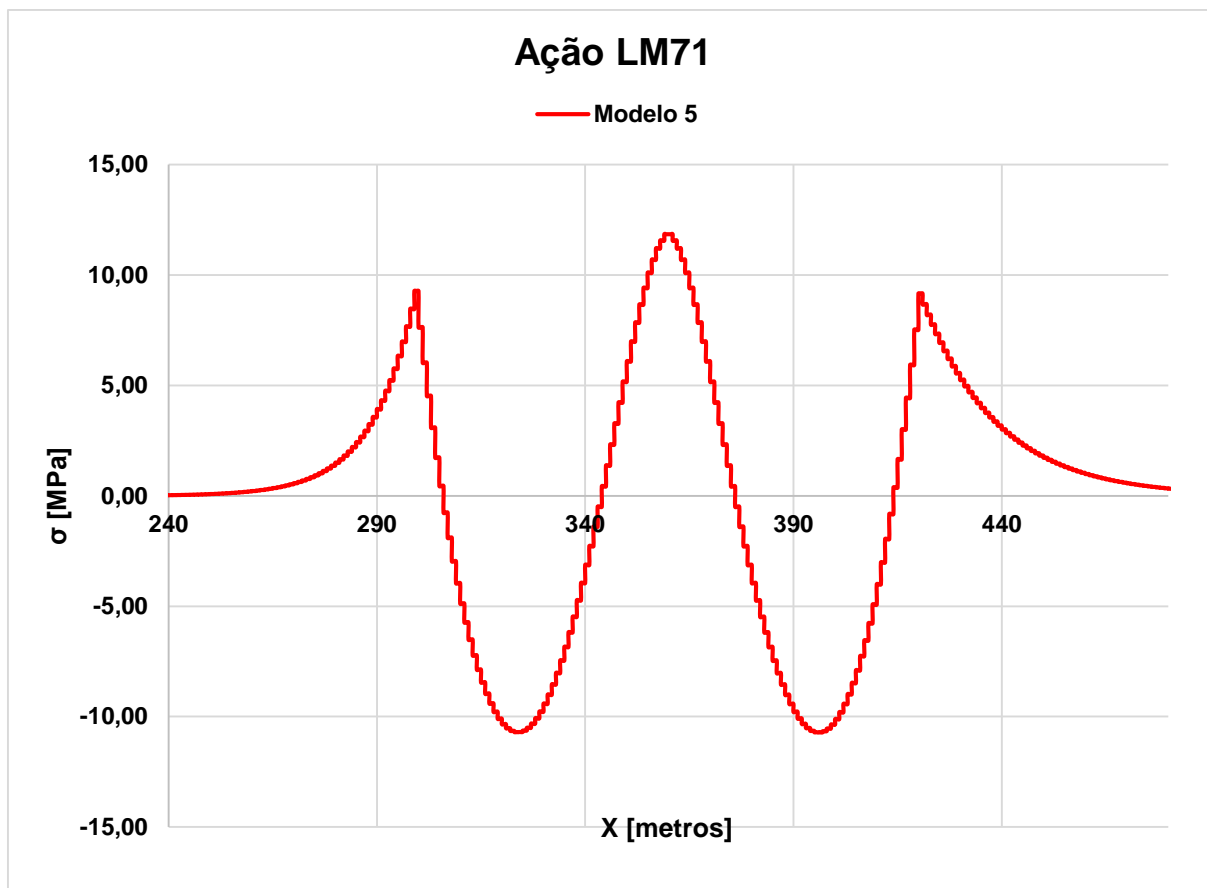


Figura 4.15 Diagrama de tensões nos carris no Modelo 5 sob ação LM71.

Quadro 4.9 Comparação de resultados obtidos para o parâmetro 2 (variação do esquema estrutural) para a ação da carga distribuída do modelo de carga LM 71.

Modelo	σ^- máxima [MPa]	σ^+ máxima [MPa]
4	-16.22	46.26
5	-10.71	11.85
(%) Modelos 4/5	-34	-74

4.3.4 CONCLUSÕES FINAIS SOBRE O EFEITO DA VARIAÇÃO DO ESQUEMA ESTRUTURAL DO TABULEIRO NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA:

Por observação da Figura 4.16 conclui-se que:

- A alteração da localização do ponto fixo da estrutura altera os valores das tensões máximas de tração e de compressão.
- Para a ação de temperatura a localização do ponto fixo a tensão máxima de tração tende a aumentar, enquanto a tensão máxima de compressão diminui.
- Para a ação de frenagem as tensões máximas de tração e de compressão nos carris são maiores no Modelo 5 (ponto fixo central) do que no Modelo 4 (ponto fixo localizado na extremidade do tabuleiro).
- Para a ação LM 71 as tensões máximas de tração e de compressão nos carris são menores no Modelo 5 (ponto fixo central) do que no Modelo 4 (ponto fixo localizado na extremidade do tabuleiro).
- Os limites regulamentares são cumpridos.
- A alteração do esquema estrutural provoca alterações significativas ao nível do valor das tensões nos carris devido à interação via-estrutura.

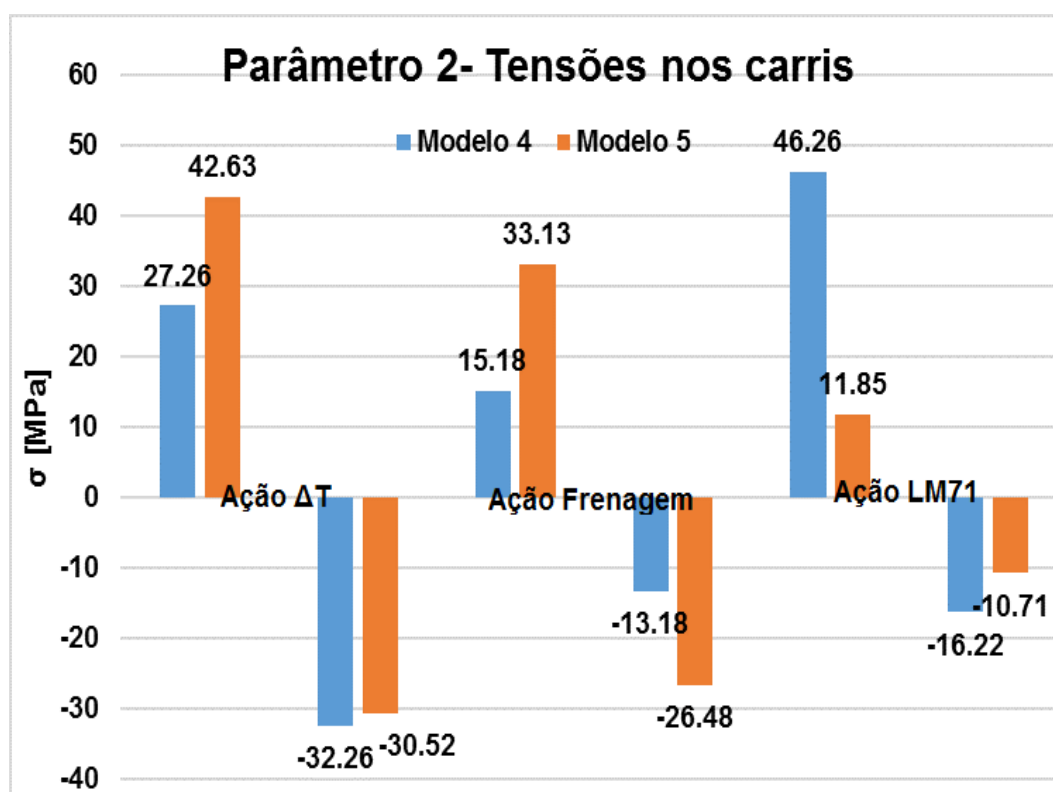


Figura 4.16 Valores máximos de tensões para os modelos de análise do parâmetro 2- esquema estrutural do tabuleiro.

4.4 PARÂMETRO 3 -DISTÂNCIA ENTRE O CENTRO DE GRAVIDADE DO CARRIL E OS APOIOS DA ESTRUTURA

Pretende-se tirar ilações sobre os efeitos da variação da distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura. Para o estudo da influência do parâmetro da variação da distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura na interação via-estrutura foram analisados 3 modelos com diferentes alturas H , como está representado na Figura 4.17. Estes modelos tiveram por base as indicações da ficha UIC774-3-R e foram modelados recorrendo-se ao programa de cálculo automático SAP2000 versão 18. A secção transversal do tabuleiro está representada na Figura 4.17. O modelo base é o caso E1-3 que neste parâmetro apresenta uma altura total de 6 metros e vai ser designado de Modelo 7. Os modelos apresentam as mesmas características descritas no capítulo 3, excetuando o parâmetro em análise em cada subcapítulo, neste caso a distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura. Cada um destes modelos foi sujeito separadamente às ações de variação de temperatura uniforme (+35°C), de frenagem (20 kN/m) e da carga distribuída do modelo LM 71 (80 kN/m). As alturas selecionadas para esta análise foram de 3,6 e 9 metros de distância entre o carril e os apoios da estrutura. Como está referido no Quadro 4.10, o modelo com altura de 3 metros é designado por Modelo 6 e o modelo com altura de 9 metros é designado por Modelo 8. Para os três modelos, embora apresentando diferentes alturas, foi considerado igual valor de EI , logo apresentando a mesma resistência à flexão.

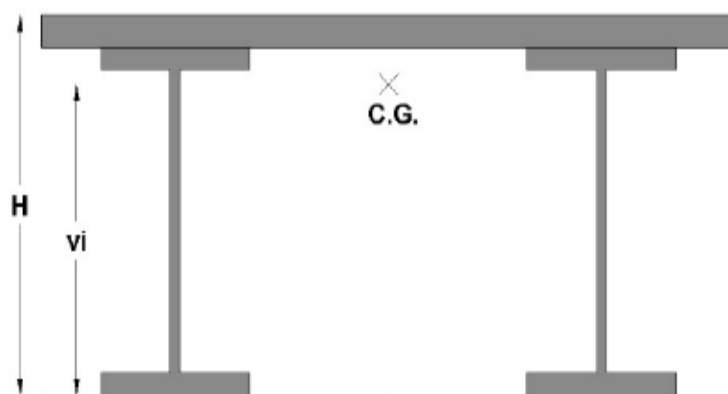


Figura 4.17 Secção transversal do tabuleiro para os modelos 6, 7 e 8 (Delgado, 2013).

Quadro 4.10 Características da secção transversal dos modelos de análise do parâmetro 3.

Modelo	H [m]	v_i [m]
6	3	1.79
7	6	4.79
8	9	6.79

4.4.1 INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O CENTRO DE GRAVIDADE DO CARRIL E OS APOIOS DA ESTRUTURA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DE VARIAÇÃO DE TEMPERATURA (+35°C)

Por observação do Quadro 4.11 e do Quadro 4.12, conclui-se que quando se altera a distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura, a ação da variação de temperatura uniforme provoca alterações muito reduzidas nos aspetos em análise. Isto devesse a não se ter alterado o EI para as diferentes alturas, havendo assim a mesma rigidez à flexão para os três modelos. Os limites regulamentares das tensões nos carris são cumpridos.

Quadro 4.11 Comparação dos resultados devido à influência da variação da altura total quando sujeita à ação de variação uniforme de temperatura.

Modelo	Altura total (m)	σ^- máxima [MPa]	σ^+ máxima [MPa]	Reação horizontal [kN]	δ carril máximo [mm]	δ tabuleiro máximo [mm]	δ carril-tabuleiro relativo máximo [mm]
6	3	-32.28	27.28	764.75	4.754	19.493	-16.52
7	6	-32.26	27.26	763.37	4.748	19.478	-16.51
8	9	-32.26	27.26	763.55	4.749	19.478	-16.511

Quadro 4.12 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação da altura total, quando sujeita à ação de variação uniforme de temperatura.

% Variação de valores entre dois modelos	σ^- máxima	σ^+ máxima	Reação horizontal	δ carril máximo	δ tabuleiro máximo	δ carril-tabuleiro relativo máximo
(%) Modelos 7/6	0	0	0	0	0	0
(%) Modelos 7/8	0	0	0	0	0	0

4.4.2 INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O CENTRO DE GRAVIDADE DO CARRIL E OS APOIOS DA ESTRUTURA DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DE FRENAGEM (20 kN/m)

Por observação do Quadro 4.13 e do Quadro 4.14, conclui-se que quando se altera a distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura, a ação de frenagem provoca alterações muito reduzidas nos aspetos em análise. Os limites regulamentares das tensões nos carris, deslocamento absoluto do tabuleiro e deslocamento relativo entre o carril e o tabuleiro são cumpridos.

Quadro 4.13 Comparação dos resultados devido à influência da variação da altura total quando sujeita à ação de frenagem.

Modelo	Altura total (m)	σ^- máxima [MPa]	σ^+ máxima [MPa]	Reação horizontal [kN]	δ carril máximo [mm]	δ tabuleiro máximo [mm]	δ carril-tabuleiro relativo máximo [mm]
6	3	-13.99	15.46	-13.99	2.038	1.418	0.687
7	6	-13.8	15.18	-13.8	2.014	1.393	0.69
8	9	-13.56	14.83	-13.56	1.983	1.359	0.693

Quadro 4.14 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação da altura total, quando sujeita à ação de frenagem

% Variação de valores entre dois modelos	σ^- máxima	σ^+ máxima	Reação horizontal	δ carril máximo	δ tabuleiro máximo	δ carril-tabuleiro relativo máximo
(%) Modelos 7/6	1	2	1	1	2	0
(%) Modelos 7/8	-2	-2	-2	-2	-2	0

4.4.3 INFLUÊNCIA DA DISTÂNCIA ENTRE O CENTRO DE GRAVIDADE DO CARRIL E OS APOIOS DA ESTRUTURA DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA QUANDO SUJEITA À AÇÃO DA CARGA DISTRIBUÍDA DO MODELO DE CARGA LM71 (80 kN/m)

Por observação do Quadro 4.15, do Quadro 4.16 e da Figura 4.18, conclui-se que a variação da distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios as seguintes tendências ocorrem:

- A diminuição da distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios provoca a diminuição das tensões de compressão e de tração nos carris, da reação horizontal e dos deslocamentos absolutos do carril, do tabuleiro e relativo entre o carril e o tabuleiro.
- O aumento da distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios provoca o aumento das tensões de compressão e de tração nos carris, da reação horizontal e dos deslocamentos absolutos do carril, do tabuleiro e relativo entre o carril e o tabuleiro.
- Os limites regulamentares são cumpridos para os três modelos ao nível de tensões nos carris.
- As tensões de tração máximas estão localizadas junto do apoio esquerdo.
- As tensões máximas de compressão estão localizadas no apoio direito nos modelos 7 e 8, enquanto no modelo 6 está localizado na parte central do tabuleiro.
- Com o tabuleiro apresentando a mesma resistência à flexão, o aumento da distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura leva ao aumento de todos os valores analisados.

Quadro 4.15 Comparação dos resultados devido à influência da variação da altura total quando sujeita à ação da carga distribuída do modelo de carga LM71.

Modelo	Altura total (m)	σ^- máxima [MPa]	σ^+ máxima [MPa]	Reação horizontal [kN]	δ carril máximo [mm]	δ tabuleiro máximo [mm]	δ carril-tabuleiro relativo máximo [mm]
6	3	-13.34	26.07	412.46	1.995	1.369	-1.291
7	6	-16.22	46.26	956	3.795	3.479	-1.98
8	9	-28.23	58.19	1322.27	5.237	5.164	-2.5

Quadro 4.16 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação da altura total, quando sujeita à ação de carga distribuída do modelo de carga LM71.

Caso	σ^- máxima [MPa]	σ^+ máxima [MPa]	Reação horizontal [kN]	δ carril máximo [mm]	δ tabuleiro máximo [mm]	δ carril-tabuleiro relativo máximo [mm]
(%) Modelos 7/6	-18	-44	-57	-47	-61	-35
(%) Modelos 7/8	74	26	38	38	48	26

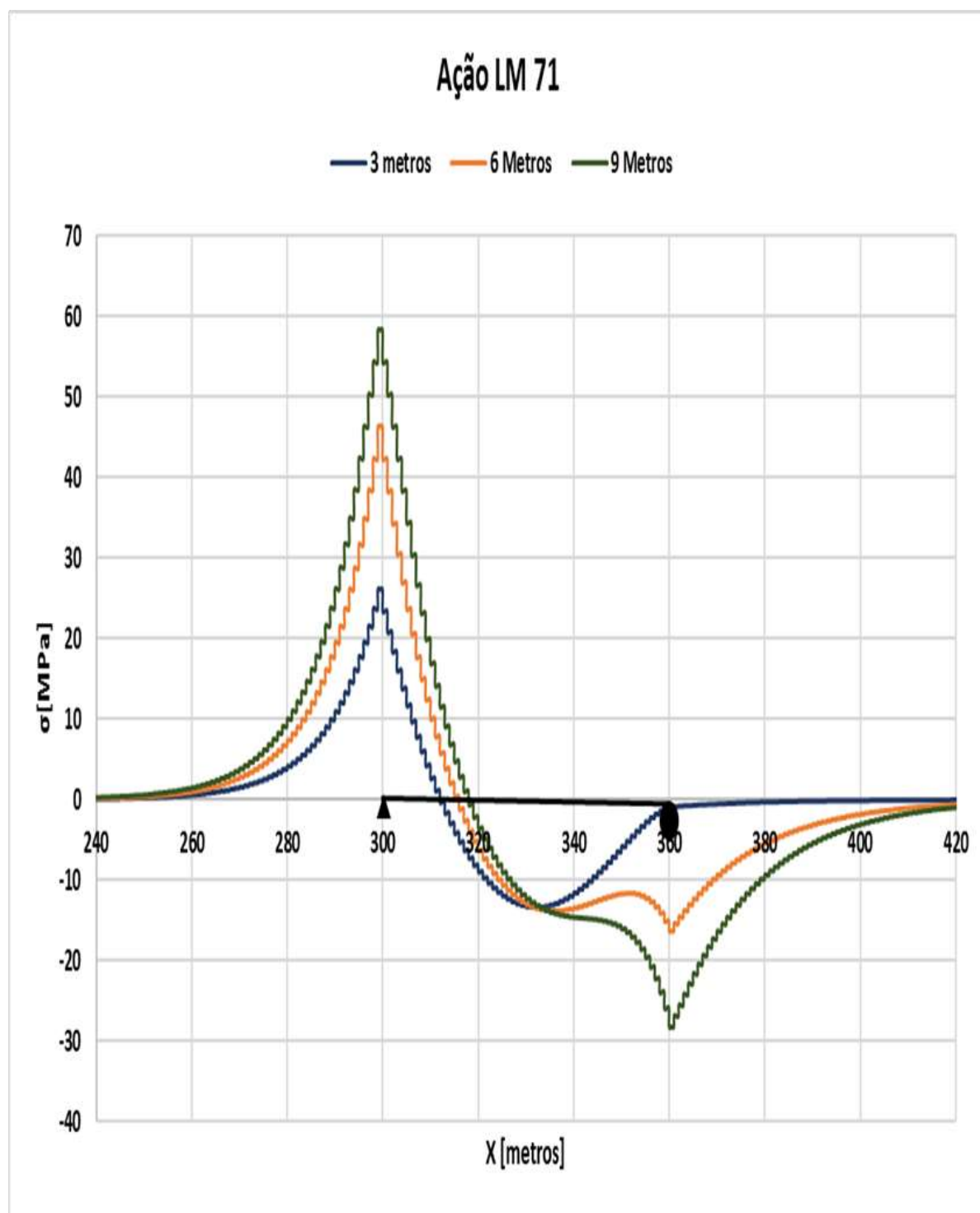


Figura 4.18 Diagrama de tensões nos carris para a ação LM 71 para o parâmetro 3- distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios do tabuleiro.

4.4.4 CONCLUSÕES FINAIS SOBRE O EFEITO DA DISTÂNCIA ENTRE O CENTRO DE GRAVIDADE DO CARRIL E OS APOIOS DA ESTRUTURA DE UMA PONTE FERROVIÁRIA NA INTERAÇÃO VIA-PONTE

Por observação da Figura 4.19 pode concluir-se que:

- A ação da carga distribuída do modelo de carga LM 71 provoca alterações significativas ao nível de tensões e de deslocamentos quando se altera a distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura.
- O aumento desta distância induz o aumento de tensões e deslocamentos.
- As ações de frenagem e de variação de temperatura induzem alterações muito reduzidas nos resultados analisados.
- Todos os limites regulamentares são cumpridos.

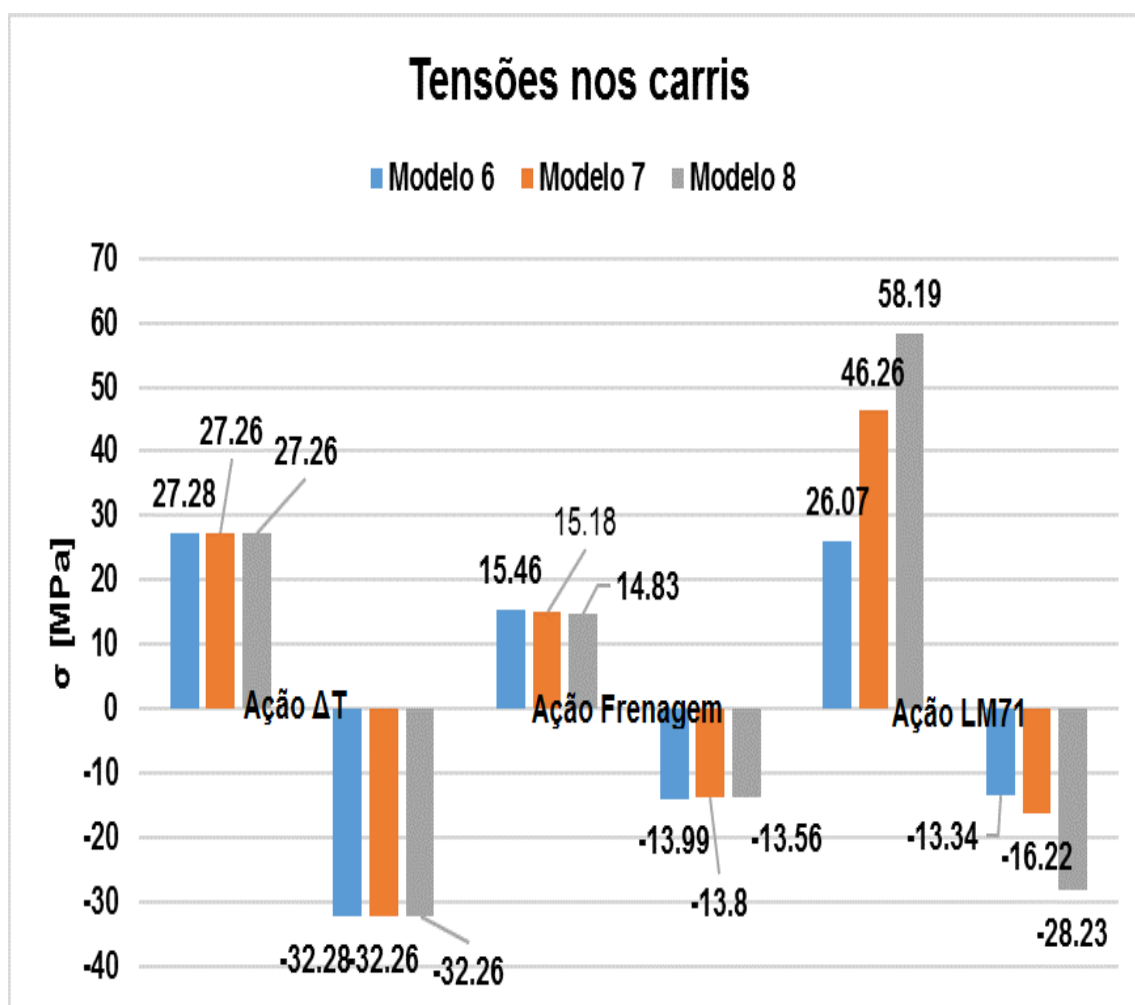


Figura 4.19 Tensões máximas nos carris para as diferentes ações para o parâmetro 3- Distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura.

4.5 PARÂMETRO 4- RIGIDEZ DA INTERFACE VIA-BALASTRO

Para o estudo da influência da rigidez da interface via-balastro na interação foram analisadas três hipóteses. A primeira hipótese representada pelo modelo 9, é a estrutura do caso E1-3 da ficha UIC-774-3-R e apresenta a lei de comportamento da interface via-balastro representada na Figura 4.20 e os valores presentes no Quadro 4.17. Este modelo funciona como modelo base para a comparação de resultados. O modelo 10 representa a hipótese de uma rigidez da interface via-balastro mais flexível. O modelo 11 representa a hipótese de uma ligação mais rígida da interface via-balastro.

Quadro 4.17 Características da interface via estrutura dos modelos de análise do parâmetro 4- Rigidez da interface via-estrutura.

Caso	Modelo	u_0 (mm)	F Via descarregada (kN/m)	F Via descarregada (kN/m)
E1-3	9	2	20	60
Caso 1	10	8	20	60
Caso 2	11	0.5	20	60

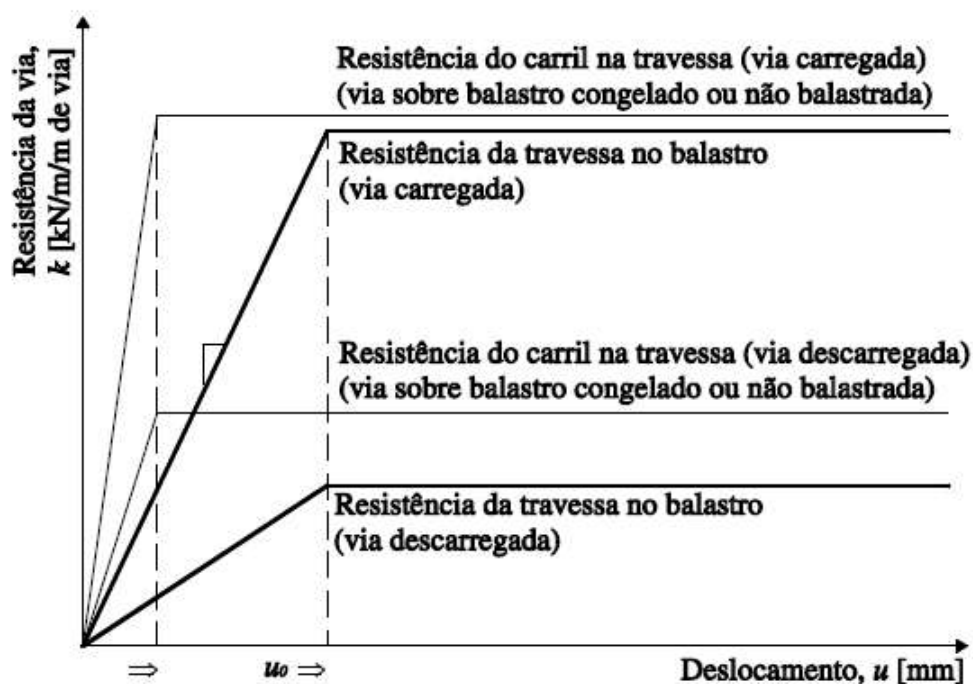


Figura 4.20 Lei de comportamento da interface via-balastro (Delgado, 2013).

4.5.1 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA INTERFACE VIA-BALASTRO NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA NUM VIADUTO FERROVIÁRIO QUANDO SUJEITO À AÇÃO DE VARIAÇÃO DE TEMPERATURA (+35°C)

Por observação do Quadro 4.18 e do Quadro 4.19, conclui-se que quando se altera a rigidez da interface via-estrutura as seguintes tendências ocorrem:

- A presença de uma ligação com um comportamento mais flexível (Modelo 10), em relação à presente no caso E1-3 (Modelo 9) leva à diminuição das tensões de compressão e de tração nos carris, da reação horizontal e do deslocamento relativo entre carril e a travessa.
- A presença de uma ligação com um comportamento mais flexível (Modelo 10), em relação à presente no caso E1-3 (Modelo 9) leva ao aumento do valor de deslocamento absoluto máximo nos carris e no tabuleiro.
- A presença de uma ligação com um comportamento mais rígido (Modelo 11), em relação à presente no caso E1-3 (Modelo 9) leva ao aumento das tensões de compressão e de tração nos carris, da reação horizontal e do deslocamento relativo entre o carril e a travessa.
- A presença de uma ligação com um comportamento mais rígido (Modelo 11), em relação à presente no caso E1-3 (Modelo 9) leva à diminuição do valor do deslocamento absoluto máximo do carril e do tabuleiro.
- Os limites regulamentares estipulados para a tensão máxima de tração e de compressão são cumpridos.

Quadro 4.18 Comparação dos resultados devido à influência da variação da rigidez da interface via-balastro quando sujeita à ação de variação uniforme de temperatura.

Modelo	Rigidez	σ^- máxima [MPa]	σ^+ máxima [MPa]	Reação horizontal [kN]	δ carril máximo [mm]	δ tabuleiro máximo [mm]	δ carril-tabuleiro relativo máximo [mm]
9	E1-3	-32.26	27.26	763.37	4.748	19.478	-16.512
10	Caso 1	-24.64	18.39	600.92	5.292	19.789	-15.523
11	Caso 2	-33.69	31.95	822.08	4.316	19.378	-17.01

Quadro 4.19 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação da rigidez da interface via-balastro, quando sujeita à ação de variação uniforme de temperatura.

Caso	σ^- máxima	σ^+ máxima	Reação horizontal	δ carril máximo	δ tabuleiro máximo	δ carril-tabuleiro relativo máximo
(%) Modelos 9/10	-24	-33	-21	11	2	-6
(%) Modelos 9/11	4	17	8	-9	-1	3

4.5.2 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA INTERFACE VIA-ESTRUTURA NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA NUM VIADUTO FERROVIÁRIO QUANDO SUJEITO À AÇÃO DE FRENAGEM (20 kN/M).

Por observação do Quadro 4.20 e do Quadro 4.21, conclui-se que quando se altera a rigidez da interface via-estrutura as seguintes tendências ocorrem:

- A presença de uma ligação com um comportamento mais flexível (Modelo 10), em relação à presente no caso E1-3 (Modelo 9) leva ao aumento da tensão máxima de compressão, reação horizontal e deslocamentos absolutos no carril, tabuleiro e relativo entre o carril e o tabuleiro.
- A presença de uma ligação com um comportamento mais flexível (Modelo 10), em relação à presente no caso E1-3 (Modelo 9) leva à diminuição das tensões máximas de tração nos carris.
- A presença de uma ligação com um comportamento mais rígido (Modelo 11), em relação à presente no caso E1-3 (Modelo 9) leva à diminuição do deslocamento absoluto do carril e do tabuleiro, da reação horizontal e do deslocamento máximo relativo entre o carril e o tabuleiro.
- A presença de uma ligação com um comportamento mais rígido (Modelo 11), em relação à presente no caso E1-3 (Modelo 9) leva ao aumento das tensões máximas de tração e de compressão nos carris.
- Os limites regulamentares de tensões nos carris, de deslocamento absoluto do tabuleiro e do deslocamento relativo entre o carril e o tabuleiro são cumpridas.

Quadro 4.20 Comparação dos resultados devido à influência da variação da rigidez da interface via-balastro quando sujeita à ação de frenagem.

Modelo	Rigidez	σ^- máxima [MPa]	σ^+ máxima [MPa]	Reação horizontal [kN]	δ carril máximo [mm]	δ tabuleiro máximo [mm]	δ carril- tabuleiro relativo máximo [mm]
9	E1-3	-13.8	15.18	-776.49	2.014	1.393	0.69
10	Caso 1	-15.14	10.08	-875.37	3.723	1.563	2.236
11	Caso 2	-16.39	22.5	-625.04	1.435	1.13	0.378

Quadro 4.21 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação da rigidez da interface via-balastro, quando sujeita à ação de frenagem.

Caso	σ^- máxima	σ^+ máxima	Reação horizontal	δ carril máximo	δ tabuleiro máximo	δ carril-tabuleiro relativo máximo
(%) Modelos 9/10	10	-34	13	85	12	224
(%) Modelos 9/11	19	48	-20	-29	-19	-45

4.5.3 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA INTERFACE VIA-BALASTRO NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA NUM VIADUTO FERROVIÁRIO QUANDO SUJEITO À AÇÃO DA CARGA DISTRIBUÍDA DO MODELO DE CARGA LM71 (80 kN/M)

Por observação do Quadro 4.22 e do Quadro 4.23, conclui-se que quando se altera a rigidez da interface via-estrutura as seguintes tendências ocorrem:

- A presença de uma ligação com um comportamento mais flexível (Modelo 10), em relação à presente no caso E1-3 (Modelo 9) leva à diminuição das tensões de compressão e de tração nos carris, da reação horizontal e do deslocamento absoluto máximo do carril.
- A presença de uma ligação com um comportamento mais flexível (Modelo 10), em relação à presente no caso E1-3 (Modelo 9) leva ao aumento do deslocamento absoluto do tabuleiro e do deslocamento relativo entre o carril e o tabuleiro.
- A presença de uma ligação com um comportamento mais rígido (Modelo 11), em relação à presente no caso E1-3 (Modelo 9) leva à diminuição do valor do deslocamento absoluto do tabuleiro e do deslocamento relativo entre o carril e o tabuleiro.
- A presença de uma ligação com um comportamento mais rígido (Modelo 11), em relação à presente no caso E1-3 (Modelo 9) leva ao aumento do valor da reação longitudinal no apoio fixo, do deslocamento absoluto no carril e das tensões de compressão e tração nos carris.
- Em termos regulamentares os valores estipulados para as tensões de tração e compressão nos carris são cumpridos.

Quadro 4.22 Comparação dos resultados devido à influência da variação da rigidez da interface via-balastro quando sujeita à ação da carga distribuída do modelo de carga LM71.

Modelo	Rigidez	σ^- máxima [MPa]	σ^+ máxima [MPa]	Reação horizontal [kN]	δ carril máximo [mm]	δ tabuleiro máximo [mm]	δ carril- tabuleiro relativo máximo [mm]
9	E1-3	-16.22	46.26	956	3.795	3.479	-1.98
10	Caso 1	-12.14	24.89	566.53	3.556	4.339	-2.175
11	Caso 2	-20.76	55.12	1161	3.892	3.032	-1.855

Quadro 4.23 Comparação da variação percentual dos resultados devido à influência da variação da rigidez da interface via-balastro, quando sujeita à ação da carga distribuída do modelo de carga LM71.

Caso	σ^- máxima	σ^+ máxima	Reação horizontal	δ carril máximo	δ tabuleiro máximo	δ carril- tabuleiro relativo máximo
(%) Modelos 9/10	-25	-46	-41	-6	25	10
(%) Modelos 9/11	28	19	21	3	-13	-6

4.5.4 CONCLUSÕES FINAIS SOBRE O EFEITO DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA INTERFACE VIA-BALASTRO NA INTERAÇÃO VIA-PONTE DE UM VIADUTO FERROVIÁRIO

- ✓ Em termos de tensões, a hipótese de utilização de uma interface via-balastro mais flexível do que a do caso E1-3 da ficha UIC-774-3-R, apresenta valores mais reduzidos para as tensões de tração dos carris para as três ações analisadas. Em termos de tensões de compressão nos carris existe diminuição do valor máximo registado para as ações LM 71 e variação de temperatura uniforme nos carris, enquanto que para a ação de frenagem existe o aumento desse valor.
- ✓ Em termos de tensões, a hipótese de utilização de uma interface via-balastro mais rígida do que a do caso E1-3 da ficha UIC-774-3-R, apresenta valores mais elevados para as tensões de tração nos carris para as três ações analisadas. Em termos de tensões de compressão nos carris ocorre aumento desse valor para as três ações analisadas.

4.6 PARÂMETRO 5- COMBINAÇÃO E APLICAÇÃO DE FATORES MULTIPLICATIVOS EM CADA TIPO DE AÇÃO PRESENTE NO MODELO

Neste parâmetro pretende-se testar a influência da combinação de cada tipo de ação na interação via-estrutura num viaduto ferroviário. O modelo base é também o caso E1-3 da ficha UIC774-3-R, porém neste caso as ações de variação de temperatura (+35°C), ação de frenagem (20 kN/m) e a carga distribuída do modelo de carga LM71 (80 kN/m) são aplicadas em simultâneo, como está representado na Figura 4.21. Este modelo base é designado de Modelo A. No Quadro 4.24 está referido as combinações de cargas que vão ser consideradas neste estudo. Os símbolos λ_1 , λ_2 e λ_3 representam respetivamente o fator multiplicativo para a carga distribuída do modelo de carga LM 71, o fator multiplicativo da carga frenagem e o fator multiplicativo para a ação da variação de temperatura uniforme no tabuleiro.

Quadro 4.24 Síntese das cargas aplicadas nos modelos de análise do parâmetro 5.

Modelo	Ação LM71	Ação frenagem	Ação ΔT
	λ_1	λ_2	λ_3
A	1	1	1
B	2	1	1
C	3	1	1
D	1	2	1
E	1	3	1
F	1	1	2
G	1	1	3

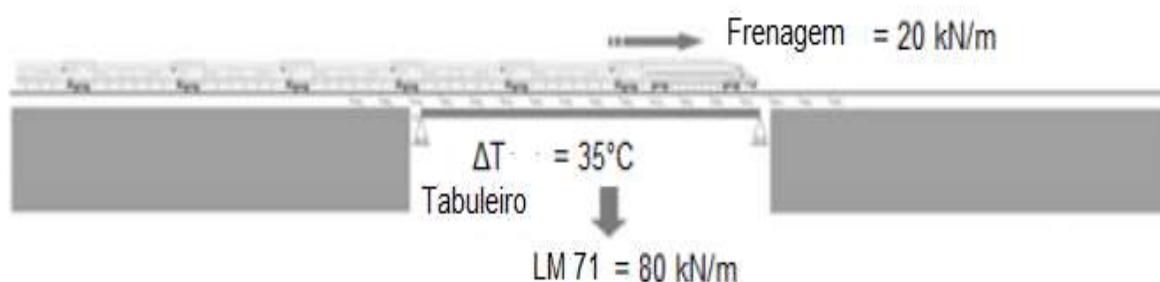


Figura 4.21 Esquema das cargas aplicadas no modelo A ($\lambda_1=1$; $\lambda_2=1$; $\lambda_3=1$).

4.6.1 Ação LM71

Para analisar os efeitos da ação LM71 na interação via-estrutura num viaduto ferroviário analisaram-se os modelos A, B e C. Os valores da ação frenagem e ação variação de temperatura uniforme são iguais nos três modelos, apenas o valor da ação LM71 se altera. Pretende-se assim examinar a influência da variação do valor da carga LM 71 nos valores das tensões nos carris, deslocamentos nos carris e no tabuleiro, no deslocamento relativo entre o carril e o tabuleiro e a reação horizontal no apoio fixo.

Por observação dos resultados e valores presentes na Figura 4.22, Figura 4.23, Figura 4.24 e Quadro 4.25 pode-se concluir as seguintes efeitos do aumento da ação LM 71 na interação via-estrutura:

- A reação longitudinal do apoio fixo aumenta.
- As tensões de compressão e de tração nos carris aumentam.
- Em termos percentuais os aumentos de tensões de tração são superiores aos de compressão.
- O deslocamento máximo no tabuleiro aumenta.
- O deslocamento máximo nos carris aumenta.
- O deslocamento máximo relativo entre o carril e o tabuleiro aumenta.
- Em termos regulamentares nenhum dos três modelos aqui analisados cumpre o limite estipulado para o valor de tensão de máxima de compressão nos carris (-72 MPa).
- O modelo C não cumpre o limite regulamentar estipulado para o máximo valor de tensão de tração no carril (92 MPa).

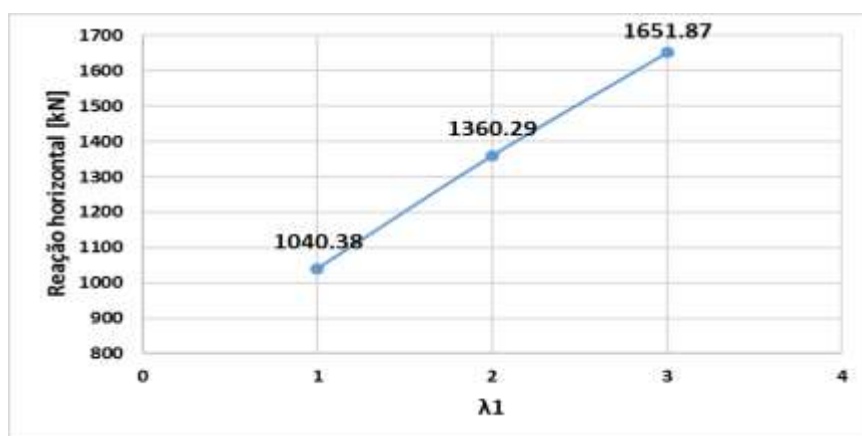


Figura 4.22 Efeitos da variação da ação LM 71 em termos de reações longitudinais no apoio fixo.

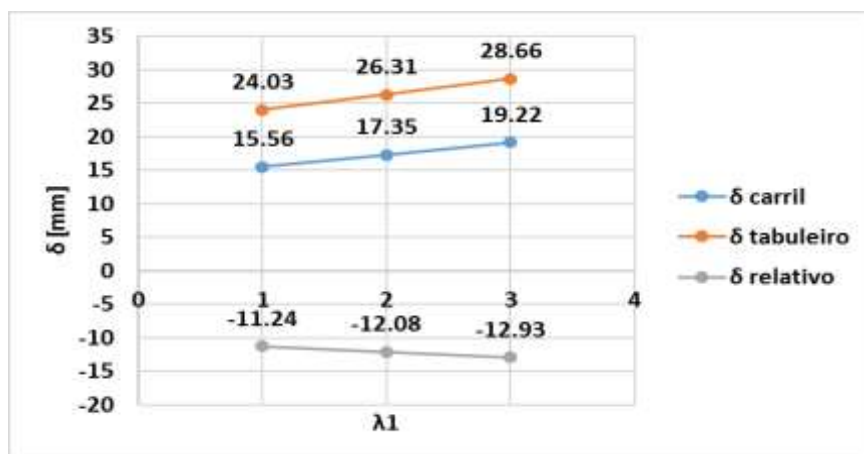


Figura 4.23 Efeitos da variação da ação LM 71 em termos de deslocamentos.

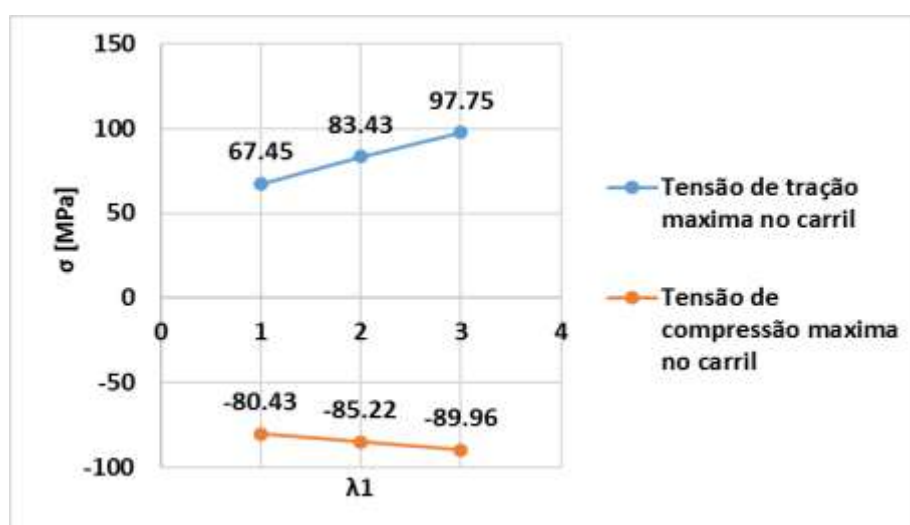


Figura 4.24 Efeitos da variação da ação LM 71 em termos de tensões nos carris.

Quadro 4.25 Síntese dos resultados obtidos para o estudo do parâmetro 5- Efeito da variação da carga LM 71.

Modelo	Reação Horizontal [kN]	σ^+ [MPa]	σ^- [MPa]	δ carril máximo [mm]	δ tabuleiro máximo [mm]	δ relativo carril-tabuleiro [mm]
A	1040.38	67.45	-80.43	15.56	24.03	-11.24
B	1360.29	83.43	-85.22	17.35	26.31	-12.08
C	1651.87	97.75	-89.96	19.22	28.66	-12.93
(%) Modelos A/B	31	24	6	12	9	7
(%) Modelos A/C	59	45	12	24	19	15

4.6.2 AÇÃO DE FRENAGEM

Para analisar os efeitos da ação de frenagem na interação via-estrutura num viaduto ferroviário analisaram-se os modelos A, D e E. Os valores da ação LM 71 e ação variação de temperatura uniforme são iguais nos três modelos, apenas o valor da ação de frenagem se altera. Pretende-se assim examinar a influência desta alteração nos valores das tensões nos carris, deslocamentos nos carris e no tabuleiro, no deslocamento relativo entre o carril e o tabuleiro e a reação horizontal no apoio fixo.

Por observação dos resultados e valores presentes na Figura 4.25, Figura 4.26, Figura 4.27 e Quadro 4.26 pode-se concluir os seguintes efeitos do aumento da ação de frenagem na interação via-estrutura:

- A tensão máxima de tração tende a diminuir.
- A tensão máxima de compressão tende a aumentar.
- O deslocamento máximo do carril aumenta.
- O deslocamento máximo do tabuleiro aumenta.
- Em termos regulamentares os três modelos analisados não cumprem os limites estipulados para o valor máximo de compressão nos carris (-72 MPa).
- O valor negativo da reação horizontal leva a crer que a modelação dos Modelos D e E não foi corretamente realizada, por ser fisicamente impossível, levando a crer que as estruturas modeladas apresentem mecanismos de rotura.

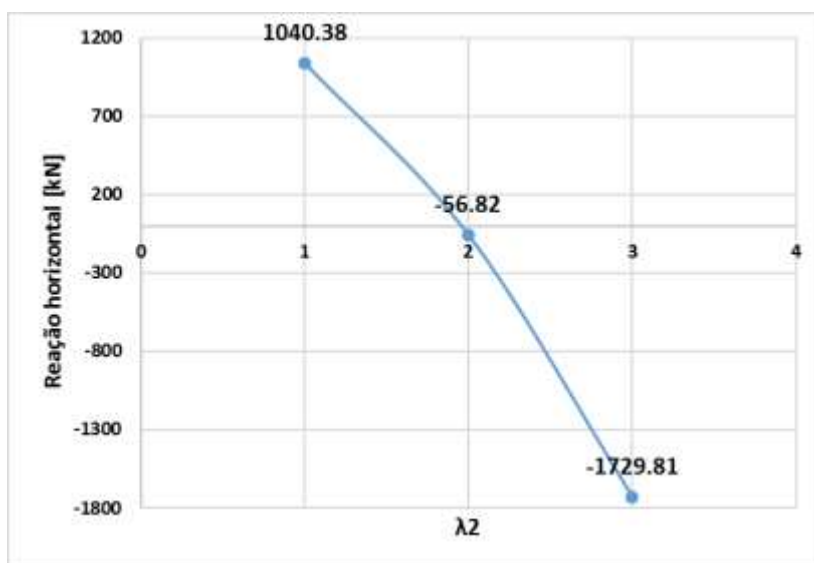


Figura 4.25 Efeitos da variação da ação de frenagem em termos de reações longitudinais no apoio fixo.

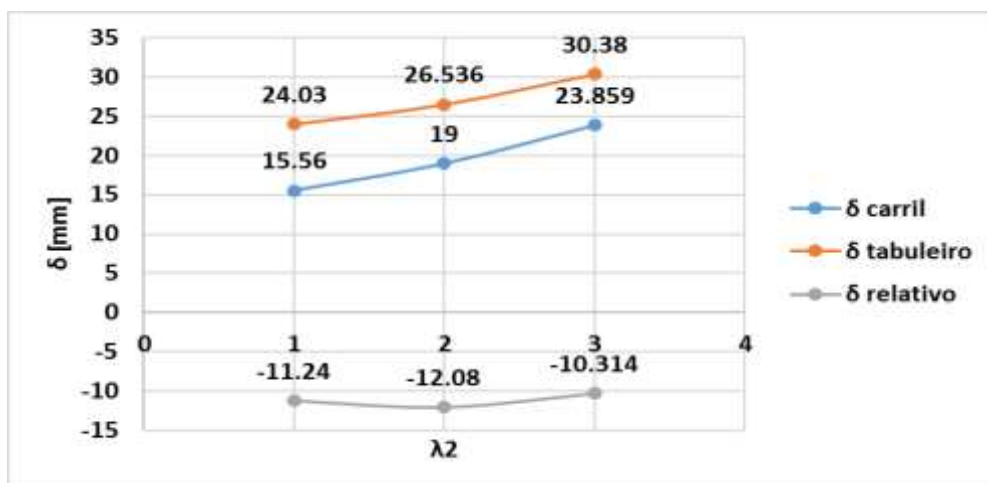


Figura 4.26 Efeitos da variação da ação de frenagem em termos de deslocamentos.

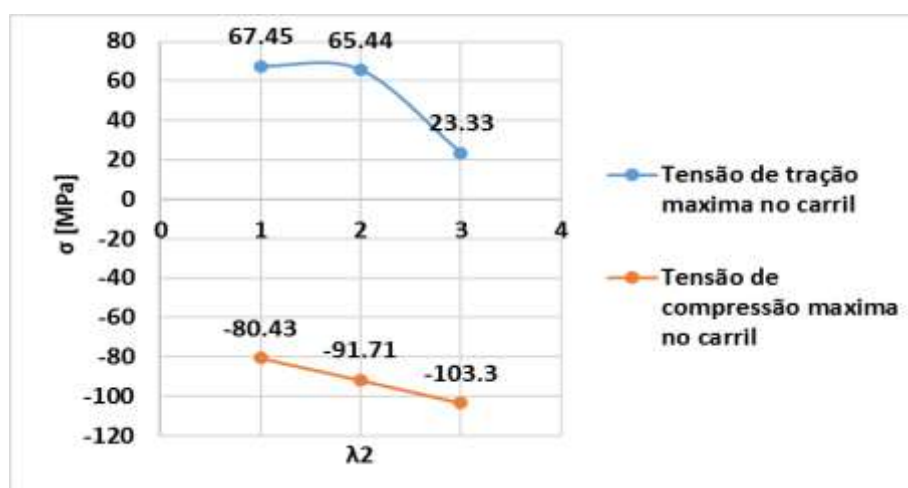


Figura 4.27 Efeitos da variação da ação de frenagem em termos de tensões nos carris.

Quadro 4.26 Síntese dos resultados obtidos para o estudo do parâmetro 5- Efeito da variação de frenagem.

Modelo	Reação Horizontal [kN]	σ^+ [MPa]	σ^- [MPa]	δ carril máximo [mm]	δ tabuleiro máximo [mm]	δ relativo carril-tabuleiro [mm]
A	1040.38	67.45	-80.43	15.56	24.03	-11.24
D	-56.82	65.44	-91.71	19	26.536	-12.08
E	-1729.81	23.33	-103.3	23.859	30.38	-10.314
(%) Modelos A/D	-105	-3	14	22	10	7
(%) Modelos A/E	-266	-65	28	53	26	-8

4.6.3 AÇÃO DE VARIAÇÃO UNIFORME DE TEMPERATURA NO TABULEIRO

Para analisar os efeitos da ação de variação uniforme de temperatura no tabuleiro na interação via-estrutura num viaduto ferroviário analisaram-se os modelos A, F e G. Os valores da ação LM 71 e ação de frenagem são iguais nos três modelos, apenas o valor da ação de variação uniforme de temperatura se altera. Pretende-se assim examinar a influência desta alteração nos valores das tensões nos carris, deslocamentos nos carris e no tabuleiro, no deslocamento relativo entre o carril e o tabuleiro e a reação horizontal no apoio fixo.

Por observação dos resultados e valores presentes na Figura 4.28, Figura 4.29, Figura 4.30 e Quadro 4.27 pode-se concluir os seguintes efeitos do aumento da ação de variação de temperatura uniforme no tabuleiro na interação via-estrutura:

- Aumento do valor da reação horizontal.
- Aumento do valor das tensões de compressão e de tração nos carris.
- Maior aumento percentual nas tensões de tração em relação às de compressão.
- Aumento do valor máximo de deslocamento do carril, do tabuleiro e relativo entre o carril e o tabuleiro.
- Em termos regulamentares os modelos F e G não cumprem os limites estipulados para os valores máximos de compressão e tração nos carris. O modelo A cumpre o limite regulamentar para as tensões máximas de tração.

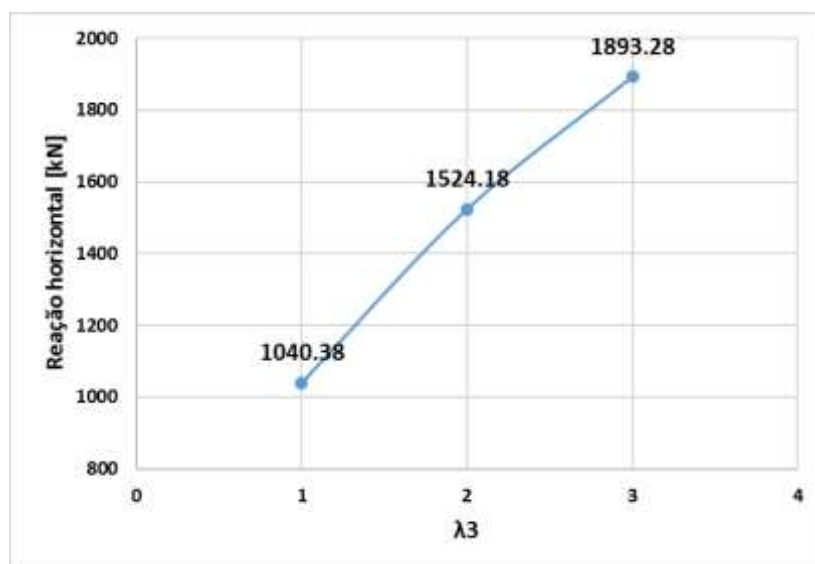


Figura 4.28 Efeitos da variação da ação de temperatura uniforme no tabuleiro em termos de reações longitudinais no apoio fixo.

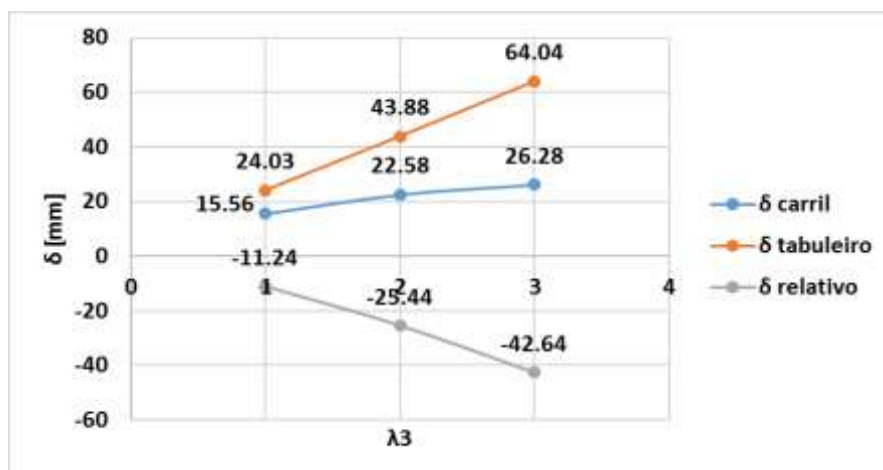


Figura 4.29 Efeitos da variação da ação de temperatura uniforme no tabuleiro em termos de deslocamentos.

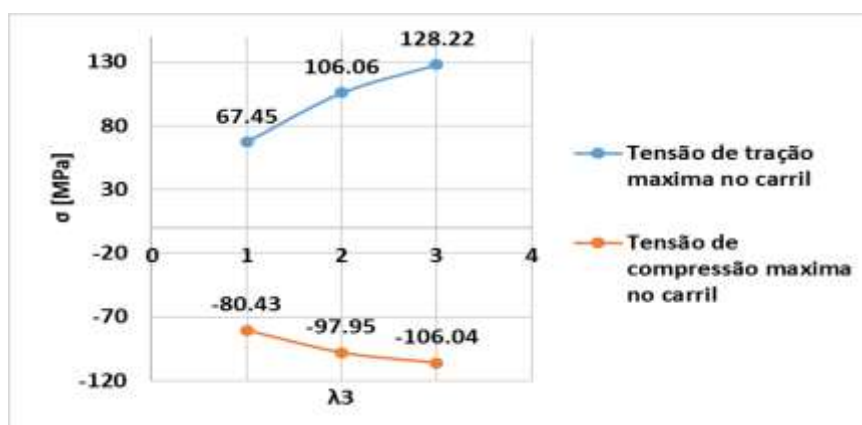


Figura 4.30 Efeitos da variação da ação de temperatura uniforme no tabuleiro em termos de tensões nos carris.

Quadro 4.27 Síntese dos resultados obtidos para o estudo do parâmetro 5- Efeito da variação de temperatura uniforme no tabuleiro.

Modelo	Reação Horizontal [kN]	σ^+ [MPa]	σ^- [MPa]	δ carril máximo [mm]	δ tabuleiro máximo [mm]	δ relativo carril-tabuleiro [mm]
A	1040.38	67.45	-80.43	15.56	24.03	-11.24
F	1524.18	106.06	-97.95	22.58	43.88	-25.44
G	1893.28	128.22	-106.04	26.28	64.04	-42.64
(%) Modelos A/F	47	57	22	45	83	126
(%) Modelos A/G	82	90	32	69	167	279

4.6.4 CONCLUSÕES GERAIS SOBRE OS EFEITOS DA ALTERAÇÃO DO PARÂMETRO 5 NA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA

4.6.4.1 Efeitos da alteração do valor das cargas ao nível de tensões nos carris

- ✓ Por observação da Figura 4.31 o modelo que apresenta os valores mais elevados de tensões de compressão e de tração é o modelo G. Este modelo é carregado por uma carga de frenagem de 20 kN/m, uma carga LM71 de valor 80 kN/m e uma variação de temperatura uniforme no tabuleiro de 105°C.

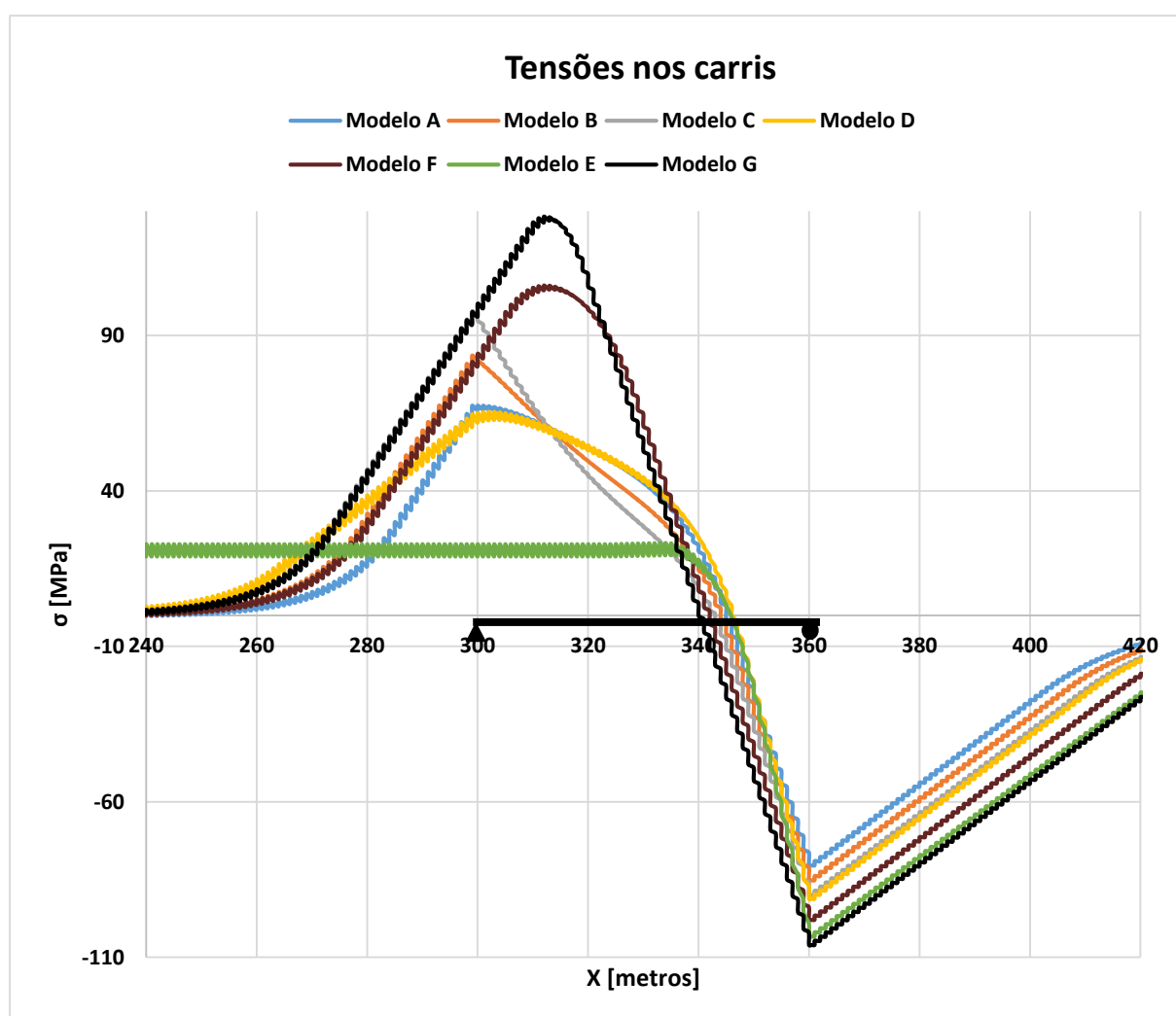


Figura 4.31 Diagramas de tensões para os modelos de análise do parâmetro 5.

4.6.4.2 Efeitos da alteração do valor das cargas ao nível de deslocamentos nos carris

- ✓ Por observação da Figura 4.32 o modelo que apresenta o valor mais elevado de deslocamento nos carris é o modelo G. Este modelo é carregado por uma carga de frenagem de 20 kN/m, uma carga LM71 de valor 80 kN/m e uma variação de temperatura uniforme no tabuleiro de 105°C.

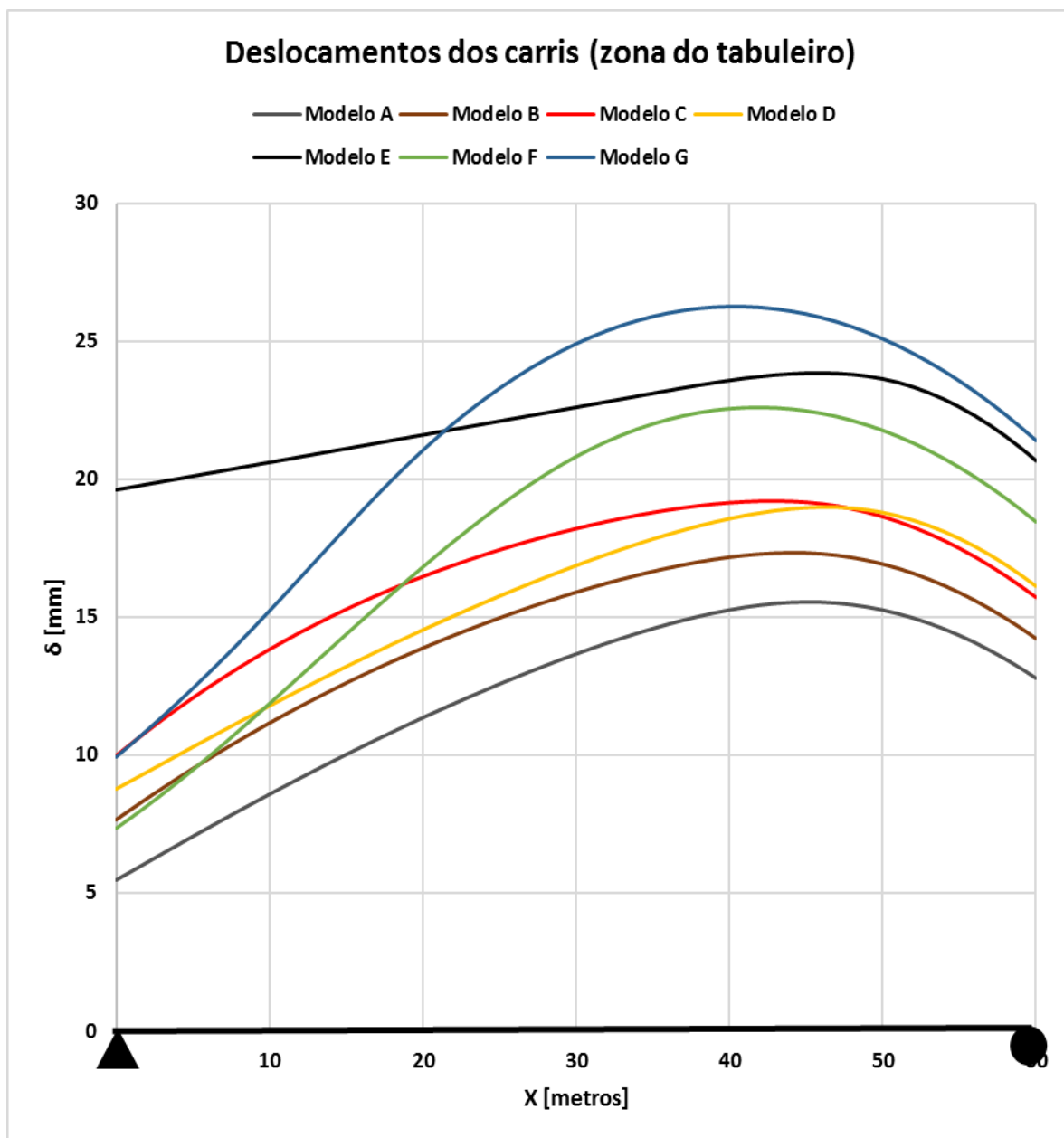


Figura 4.32 Deslocamentos nos carris para os modelos de análise do parâmetro 5.

4.6.4.3 Efeitos da alteração do valor das cargas ao nível de tensões de deslocamentos no tabuleiro

- ✓ Por observação da Figura 4.33 o modelo que apresenta o valor mais elevado de deslocamento no tabuleiro é o modelo G. Este modelo é carregado por uma carga de frenagem de 20 kN/m, uma carga LM71 de valor 80 kN/m e uma variação de temperatura uniforme no tabuleiro de 105°C.

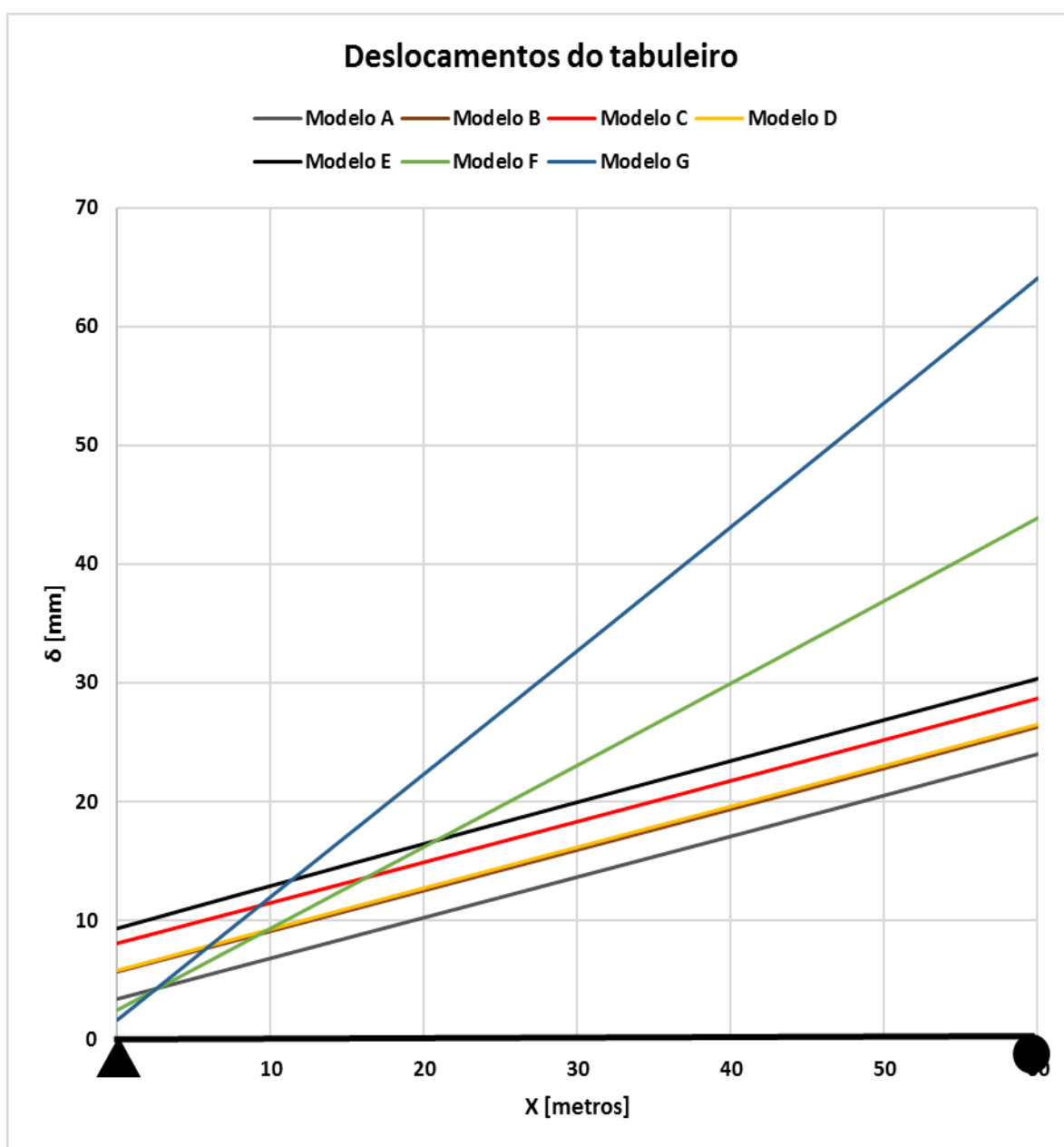


Figura 4.33 Deslocamentos do tabuleiro para os modelos de análise do parâmetro 5.

4.6.4.4 Efeitos da alteração do valor das cargas ao nível de deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro

- ✓ Por observação da Figura 4.34 o modelo que apresenta o valor mais elevado de deslocamento relativo entre o carril e o tabuleiro é o modelo G. Este modelo é carregado por uma carga de frenagem de 20 kN/m, uma carga LM71 de valor 80 kN/m e uma variação de temperatura uniforme no tabuleiro de 105°C.

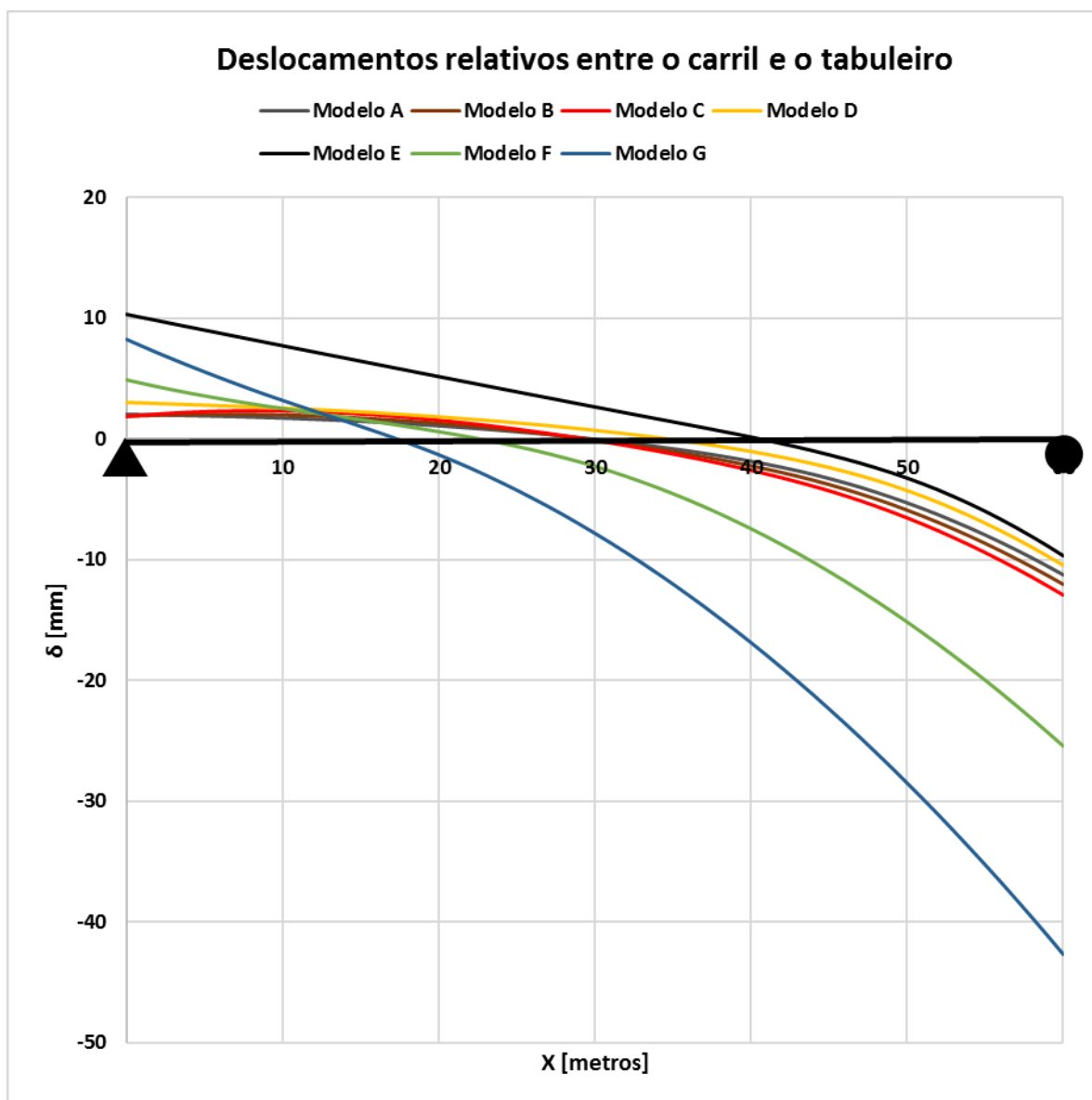


Figura 4.34 Deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro para os modelos de análise do parâmetro 5.

5

CONCLUSÕES

5.1 CONCLUSÕES GERAIS

A presente dissertação teve como finalidade o estudo do efeito de diversos parâmetros na interação via-estrutura que se desenvolvem num viaduto ferroviário. O controle deste fenómeno é essencial para que seja garantida a qualidade e segurança necessária para a circulação ferroviária.

No primeiro capítulo está presente o enquadramento do tema em estudo. É referida uma breve síntese sobre o estado do transporte ferroviário em Portugal que inclui uma análise SWOT e os investimentos a curto e médio prazo previstos neste sector. É apresentado um encadeamento histórico dos motivos do começo do uso generalizado de vias de barra longa soldada (BLS) e os novos desafios que este tipo de via apresenta a nível de concepção, construção e manutenção de vias ferroviárias. Vários estudos referentes à análise da interação via-estrutura de vias de barra longa soldada (BLS) são referidos. Também são referidos estudos sobre a estabilidade da via, um dos parâmetros fundamentais para o controlo de mecanismos de rotura (encurvadura lateral e fratura do carril).

No segundo capítulo é desenvolvido o fenómeno de interação que se desenvolve no sistema via-estrutura. As ações impostas ao viaduto ferroviário induzem efeitos que são transferidos para os carris, através da interface travessa-balastro. A mesma situação ocorre quando o carril é sujeito a deslocamentos e forças, provocando efeitos de interação que se desenvolvem no viaduto. Assim a presença de vias de barra longa soldada (BLS) em obras de arte, qualquer força ou deslocamento sofrido pela via ou tabuleiro vai induzir esforços no outro. Em vias ferroviárias os condicionalismos presentes na legislação, levam a que haja necessidade de se recorrer a um número elevado de obras de arte para vencer os desafios recorrentes da topografia dos locais de implantação da via, fazendo com que a análise da interação via-ponte seja fundamental para a correto dimensionamento e para a circulação em segurança. Assim as zonas de transição entre os aterros e as obras de arte de vias ferroviárias são um dos pontos especiais em que se verificam alterações no comportamento da via, havendo normalmente um valor elevado de deslocamento entre a via e o tabuleiro, que acentua os efeitos da interação.

Estes efeitos podem provocar tensões de compressão elevadas nos carris, que sujeitos a uma ação de variação de temperatura positiva, pode levar à ocorrência de encurvadura a via. Os deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro aumentam o estado de tensão do carril, que leva à degradação da camada de balastro, que consequentemente leva à diminuição da resistência longitudinal da via. São

referidos os parâmetros fundamentais que influenciam o comportamento da via e da estrutura face aos efeitos de interação.

Apresentam-se as recomendações presentes sobre a interação via-estrutura presentes na ficha UIC-774-3-R (2001) e a na EN 1991-2 (2003). Nestas publicações são referidos os limites regulamentares que permitem controlar os efeitos da interação via-estrutura, e indiretamente garantir a estabilidade da via. Estes limites que devem ser controlados são as tensões de compressão e tração nos carris, o deslocamento absoluto dos carris e do tabuleiro, o deslocamento relativo entre os carris e o tabuleiro e os deslocamentos verticais e rotações das extremidades do tabuleiro. São critérios que devem ser tomados em conta na concepção e dimensionamento de obras de arte ferroviárias.

São descritas as ações fundamentais a considerar na análise da interação via-estrutura: variação de temperatura nos carris e tabuleiro e cargas ferroviárias (sobrecarga, frenagem e arranque).

Ainda no segundo capítulo, foram apresentadas indicações sobre as características estruturais que influenciam a interação via-estrutura. Foram selecionadas algumas das soluções estruturais mais comuns para viadutos e pontes ferroviárias, que apresentam alguns dos componentes da via ferroviária, como é o caso dos aparelhos de dilatação de via (AD's) e dos aparelhos de retenção de balastro. Referem-se os casos em que os aparelhos de dilatação da via devem ser utilizados.

O segundo capítulo conclui-se com a descrição dos principais fatores que influenciam a estabilidade lateral da via e do fenómeno de encurvadura, tendo-se concluído que os mais importantes são: tensão longitudinal no carril, resistência lateral da via, levantamento dinâmico e desvios do alinhamento da via. A encurvadura da via ocorre quando os parâmetros referidos não forem devidamente controlados e ultrapassarem os limites estipulados. Esta instabilização começa a partir de pequenos defeitos do alinhamento da via que vão aumentando com a passagem do tráfego ferroviário e que, conjugados com a fraca resistência lateral do balastro bem como com elevadas tensões de compressão devidas às ações de temperatura e efeitos de interação, podem conduzir à encurvadura da via.

No terceiro capítulo são apresentados os critérios de modelação do sistema via-estrutura para análise dos efeitos de interação presentes na ficha UIC-774-3-R (2001) e na EN 1991-2 (2003). Foi realizada a modelação de um dos modelos presentes na ficha UIC-774-3-R para validação de um programa de cálculo automático para análise de efeitos de interação via-estrutura. Foi utilizado o programa de cálculo automático SAP2000 versão 18, para a modelação do caso E1-3. Para o modelo foi utilizado uma modelação base que pressupõe a sobreposição linear dos efeitos obtidos em cada caso de carregamento. Foram utilizados três carregamentos diferentes: variação de temperatura uniforme no tabuleiro, ação de frenagem e ação da carga distribuída do modelo de carga LM 71. Os resultados obtidos foram comparados com os obtidos por Delgado (2013), sendo os resultados obtidos satisfatórios, sendo assim os elementos do programa de cálculo automático SAP2000 versão 18, utilizados na modelação da interação via-estrutura foram considerados que simulavam o comportamento pretendido para a análise de efeitos de interação via-estrutura.

No quarto capítulo é apresentado um conjunto de estudos paramétricos que foram realizados com o propósito de avaliar os efeitos da variação de parâmetros relevantes na interação via-estrutura e tirar conclusões da forma que influenciam os resultados obtidos. Os parâmetros que foram selecionados para serem avaliados são: o comprimento de dilatação do tabuleiro, o esquema estrutural da ponte, a distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura, a rigidez da interface via-balastro e a combinação de fatores multiplicativos nas ações aplicadas na estrutura. Os quatro primeiros parâmetros a analisar foram modelados como os modelos referentes, a serem carregados separadamente a cada ação (variação de temperatura uniforme no tabuleiro (+35°C), ação de frenagem (20 kN/m) e ação LM 71 (80

kN/m)). Enquanto para o último parâmetro, os modelos referentes apresentam-se carregados pelas três ações acima referidas, porém multiplicadas por diferentes fatores multiplicativos conforme o modelo.

Pretendeu-se analisar os resultados de tensões de compressão e tração máximas nos carris, reação longitudinal no apoio fixo e deslocamentos máximos na zona do tabuleiro nos carris, tabuleiro e relativo entre carris e tabuleiro. No Anexo A, encontram-se representados os diagramas de tensões nos carris para todos os modelos analisados. Também se encontram no Anexo A gráficos com os deslocamentos absoluto do carril e do tabuleiro e relativo entre o carril e o tabuleiro, apenas na zona do tabuleiro para todos os modelos analisados.

O modelo base que serviu de valores de referência para avaliar as variações nos resultados foi o modelo E1-3 presente na ficha UIC-774-3-R.

O primeiro estudo paramétrico centrou-se na análise do efeito da variação do Parâmetro 1 (comprimento de dilatação do tabuleiro) na interação via-estrutura. Foram modelados três modelos que se diferiam entre si apenas no parâmetro a ser avaliado. O modelo 1 (60 metros), o modelo 2 (90 metros) e o modelo 3 (120 metros) foram alvo de análise de resultados.

O segundo estudo paramétrico centrou-se na análise do efeito da variação do Parâmetro 2 (esquema estrutural da ponte) na interação via-estrutura. Foram modelados dois modelos, o modelo 4 (com o tabuleiro a apresentar 60 metros de comprimento e o ponto fixo localizado na extremidade do tabuleiro) e o modelo 5 (com o tabuleiro a apresentar 120 metros de comprimento e o ponto fixo localizado no ponto central do tabuleiro). Ambos apresentam um comprimento de dilatação de 60 metros.

O terceiro estudo paramétrico centrou-se na análise do efeito da variação do Parâmetro 3 (distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura) na interação via-estrutura. Foram modelados 3 modelos que diferiam entre si apenas no parâmetro a ser avaliado. O modelo 6 (distância de 3 metros), modelo 7 (distância de 6 metros) e o modelo 8 (distância de 9 metros). Foi considerado que todos os tabuleiros apresentam a mesma rigidez à flexão.

O quarto estudo paramétrico centrou-se na análise do efeito da variação do Parâmetro 4 (rigidez da interface via-balastro) na interação via-estrutura. Foram modelados 3 modelos que diferiam entre si apenas no parâmetro a ser avaliado. O modelo 9 (Rigidez do caso E1-3), o modelo 10 (interface com comportamento mais flexível) e o modelo 11 (interface com comportamento mais rígido).

O quinto estudo paramétrico centrou-se na análise do efeito da variação do Parâmetro 5 (a combinação de fatores multiplicativos das ações aplicadas na estrutura). Foram modelados 7 para averiguar o efeito deste fenómeno. Foram utilizados três fatores multiplicativos (λ_1 para a ação LM 71; λ_2 para a ação de frenagem; λ_3 para a ação de variação de temperatura). Quando os fatores multiplicativos apresentam o valor unitário os valores das ações são os acima referidos. A designação dos modelos e respetivas combinações de ações e fatores multiplicativos está exposta na secção 4.6, no Quadro 4.24.

A análise dos resultados obtidos para o parâmetro 1 (Comprimento de dilatação do tabuleiro) permitiu concluir que o aumento do comprimento de dilatação leva ao aumento dos valores registados de tensões nos carris, reação horizontal e deslocamentos absolutos do carril e do tabuleiro e relativo entre o carril e o tabuleiro. Para as ações de variação de temperatura e de frenagem os valores regulamentares para as tensões nos carris são cumpridos. Para a ação LM71 os limites regulamentares para tensões de carris são cumpridos. O parâmetro 1 é um fator que pode provocar instabilidade lateral da via.

A análise dos resultados obtidos para o parâmetro 2 (Esquema estrutural da ponte) permitiu concluir que este fator leva a alterações significativas no valor das tensões registadas no carril, quando sujeita às ações de variação de temperatura, frenagem e LM71. Neste caso de estudo, os limites regulamentares de tensões nos carris são cumpridos nos modelos 4 e 5.

A análise dos resultados obtidos para o parâmetro 3 (Distância entre o centro de gravidade do carril e os apoios da estrutura), considerando a mesma rigidez à flexão do tabuleiro para os três modelos analisados, permitiu concluir que para a ação de temperatura e ação de frenagem, os resultados apresentam uma variação percentual muito reduzida. Para a ação de LM71 os resultados apresentam grande variação. A redução do valor do parâmetro em estudo leva à diminuição dos resultados obtidos, enquanto o aumento do valor do parâmetro em estudo conduziu ao aumento dos resultados obtidos. Os limites regulamentares são cumpridos para os Modelos 6,7 e 8.

A análise dos resultados obtidos para o parâmetro 4 (Rigidez da interface via-balastro permitiu concluir que ele influencia os resultados mais importantes para a estabilidade da via. Os modelos 9,10 e 11 cumprem os limites regulamentares para os valores máximos de tensões nos carris.

A análise dos resultados obtidos para o parâmetro 5 (Combinação e aplicação de fatores multiplicativos em cada tipo de ação presente no modelo) permitiu concluir que para o aumento da ação LM71 levou ao aumento do valor de todos os resultados. Os resultados para a ação de frenagem foram inconclusivos, pois registaram-se nos modelos D e E, reações de apoio horizontal com valor negativo, sendo no caso em estudo fisicamente impossível, sendo por isso provável que a modelação não tenha sido corretamente realizada. Para a ação de variação de temperatura o aumento do valor desta carga levou ao aumento dos valores dos resultados obtidos. Os Modelos A, B, C, D, E, F e G não cumprem os valores regulamentares para as tensões presentes nos carris.

A conclusão geral é que a variação destes parâmetros tem grande influência nos resultados provocados pela interação via-estrutura, aumentando na maioria dos casos analisados os valores resultantes ao nível de tensões nos carris, reação horizontal e deslocamento absoluto no carril e tabuleiro e relativo entre carril e tabuleiro, ultrapassando em vários casos os limites regulamentares estipulados e o que pode levar à instabilidade da via. Assim é necessário ter em conta estes parâmetros no dimensionamento de linhas ferroviárias com BLS.

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com o objetivo de dar continuidade ao estudo do fenómeno de interação via-estrutura, apresenta-se algumas sugestões de desenvolvimentos futuros:

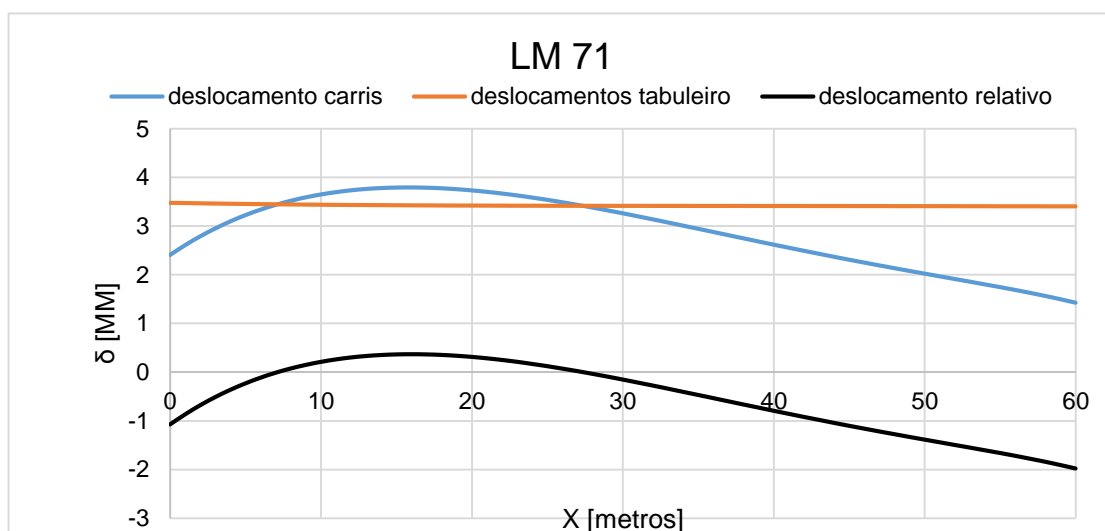
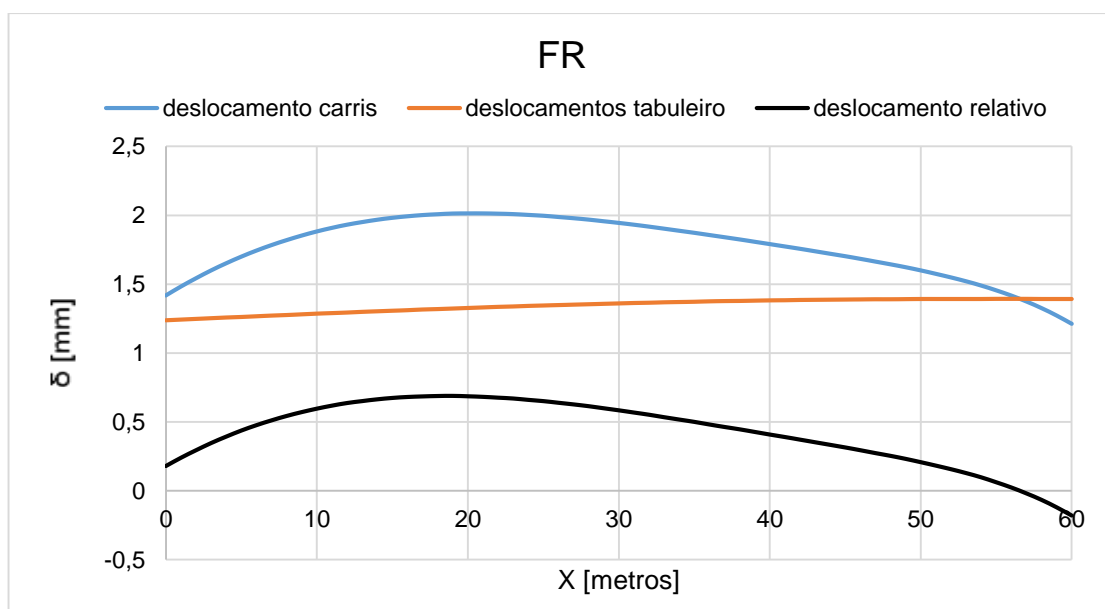
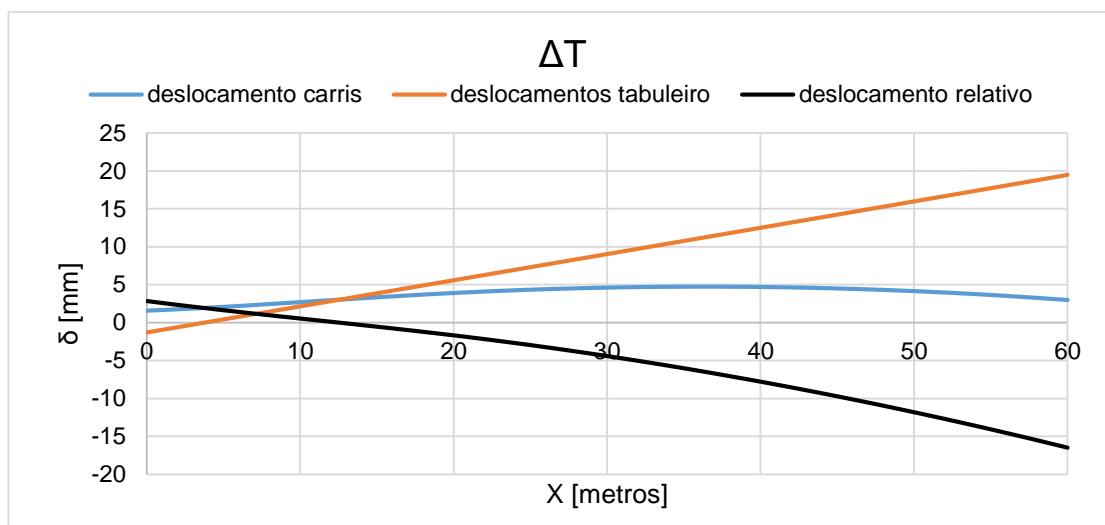
- Estudar a influência dos diversos parâmetros em casos reais de projetos de pontes ferroviárias.
- Fazer os mesmos estudos paramétricos, mas considerando metodologias que tenham em conta o histórico de carregamento.
- A realização de um estudo alargado com base no vasto leque de soluções estruturais e de análises de interação com diferentes variações paramétricas com o intuito de criar uma base de dados onde se poderiam consultar os diferentes comportamentos analisados em cada obra de arte.
- Análise dos efeitos da presença de aparelhos de dilatação na via.

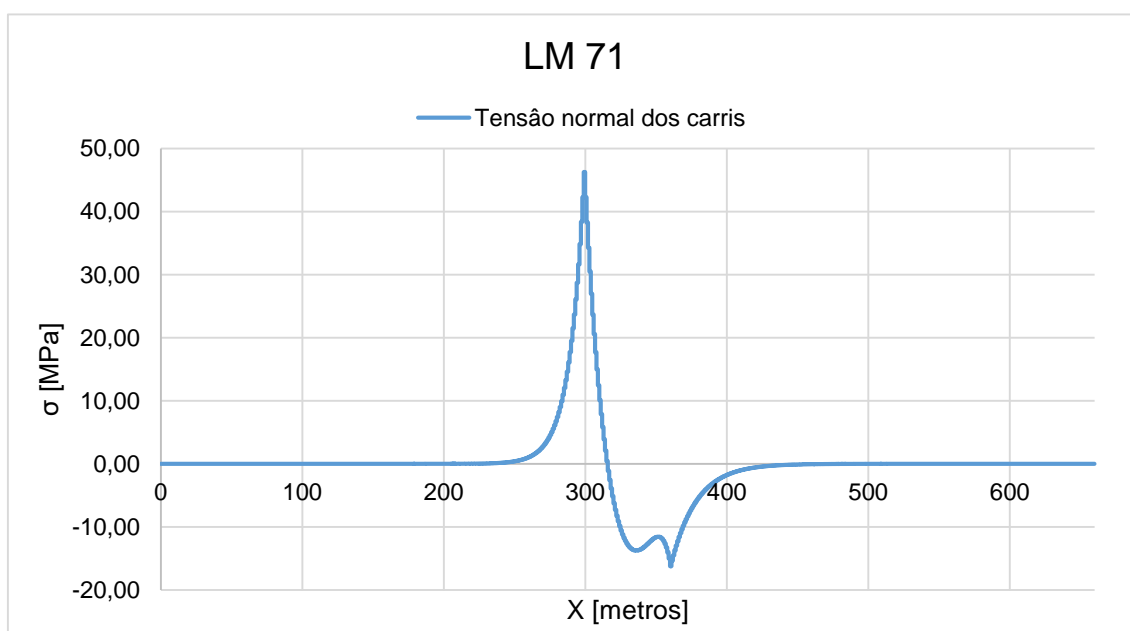
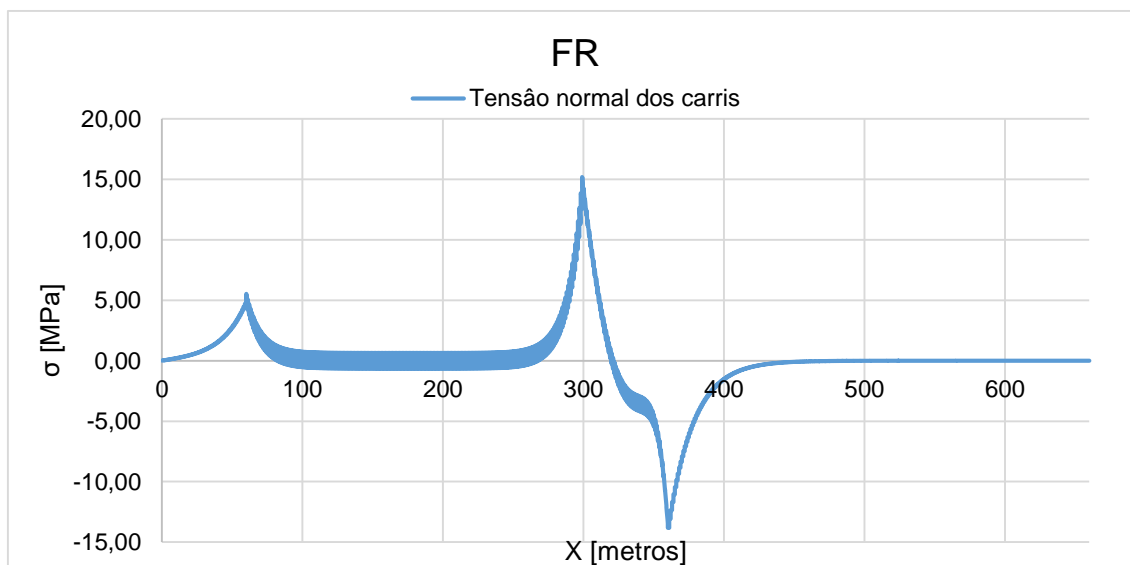
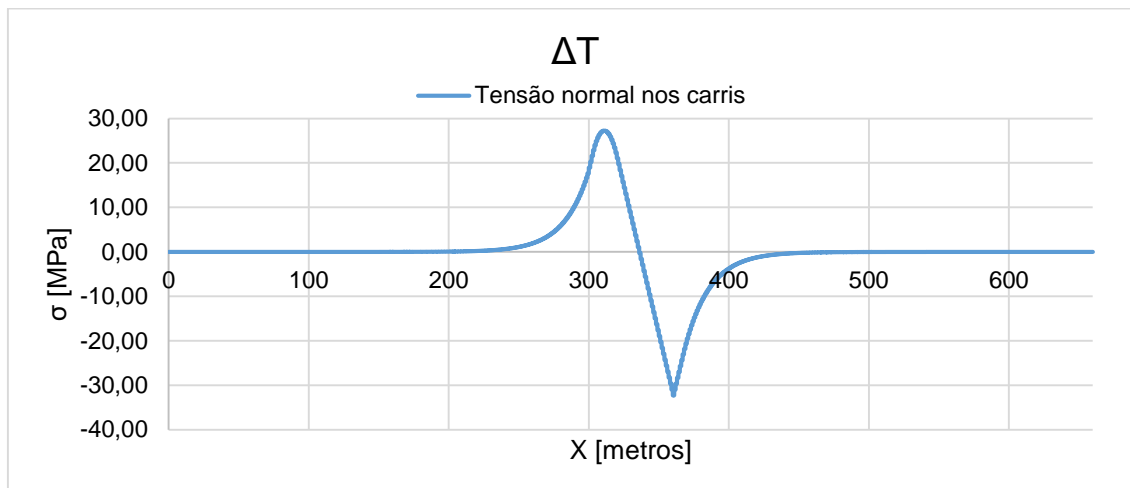
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Delgado, J. (2013). Interação via-ponte em linhas ferroviárias. Tese de doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- EN1991-1-5 (2009). Eurocode 1: Actions on structures -Part 1-5: General actions – Thermal actions. Brussels, Belgium, Europe committee for standardization.
- EN1991-2 (2003)- Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels, Belgium, European committee for standardization.
- ERRI-D202/DT362 (1997). Improved Knowledge of Forces in CWR Track (Including Switches), ERRI Specialists' Committee D 202 - Ballast resistance under three-dimensional loading. Utrecht, Netherlands, European Rail Research Institute (ERRI).
- ERRI-D202/RP11 (1999). Improved Knowledge of Forces in CWR Track (Including Switches), ERRI Specialists' Committee D 202 - Parametric study an sensitivity analysis of CWERRI; Verification of an FEM for the buckling resistance of tracks with continuous welded rails (CWR). Utrecht, Netherlands, European Rail Research Institute (ERRI).
- ERRI-D202/RP12 (1999) – “Improved knowledge of forces in CWR track”, European Rail Research Institute (ERRI), Final Report, Utrecht.
- ERRI-D202/RP12 (1999). Improved Knowledge of Forces in CWR Track (Including Switches), ERRI Specialists' Committee D 202 - Final Report. Utrecht, Netherlands, European Rail Research Institute (ERRI).
- Esveld, C. (1996) – “Design of high-speed track on long bridges”, CROW.
- García, R., C. (2005). Criterios de disposición de aparatos de dilatación de vía en puentes de ferrocarril de alta velocidade. Tesina, Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, Espanha.
- Governo de Portugal, Ministério da Economia (2015). PETI3+ - Plano estratégico dos transportes e infraestruturas – Analise SWOT. Portugal.
- Governo de Portugal, Ministério da Economia (2015). PETI3+ - Plano estratégico dos transportes e infraestruturas – Sector ferroviário – Investimentos prioritários.
- IAPF (2007). Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril. Madrid, Espanha, Ministerio de Fomento, Scretaría de Estado de Infraestructura del Transporte.
- Infraestruturas de Portugal (2016). Plano de investimentos em infraestruturas Ferrovia 2020 – Plano de investimentos na Ferrovia: Resumo – Tipologia do Investimento por extensão de linha. Lisboa.
- Jabbar Ali Zakeri (2012). Lateral Resistance of Railway Track, Reliability and Safety in Railway, Dr. Xavier Perpinya (Ed.), ISBN: 978-953-51-0451-3, InTech, Available from: <http://www.intechopen.com/books/reliabilityand-safety-in-railway/lateral-resistance-of-railway-track>
- Kish, A., Samavedam, G. e Wormley, D. (1998). Fundamentals of track lateral Shift for High-Speed Rail Applications. European Rail Research Institute (ERRI) Interactive Conference on Cost Effectiveness and Safety Aspects of Railway Track, Paris, France.
- Koob, M. (2005). The Development of a Vibration Technique for Estimation Neutral Temperature in Continuously Welded Railroad Rail. Master Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.

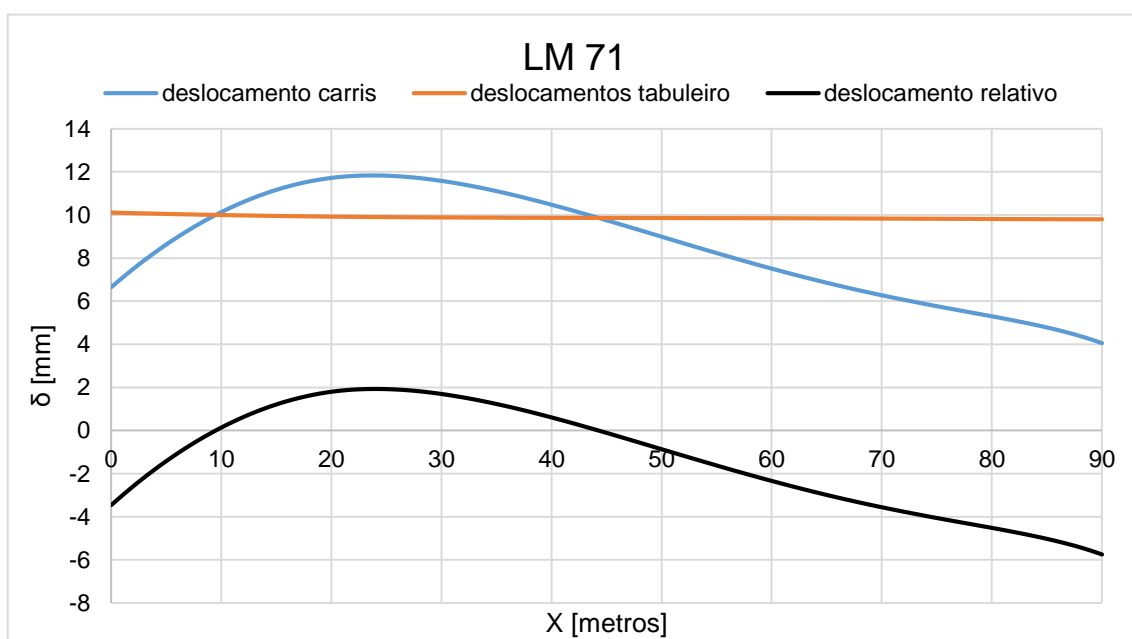
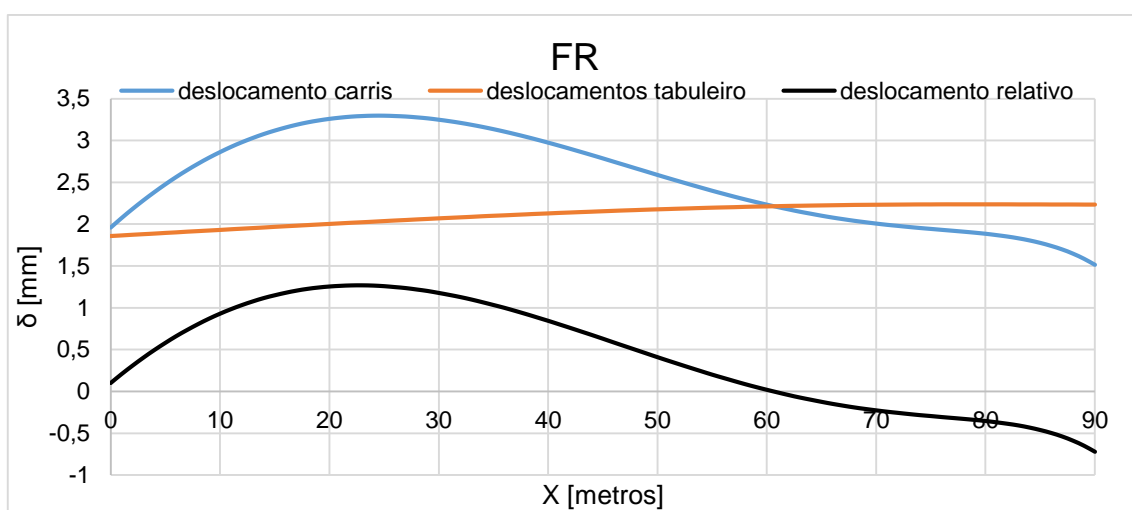
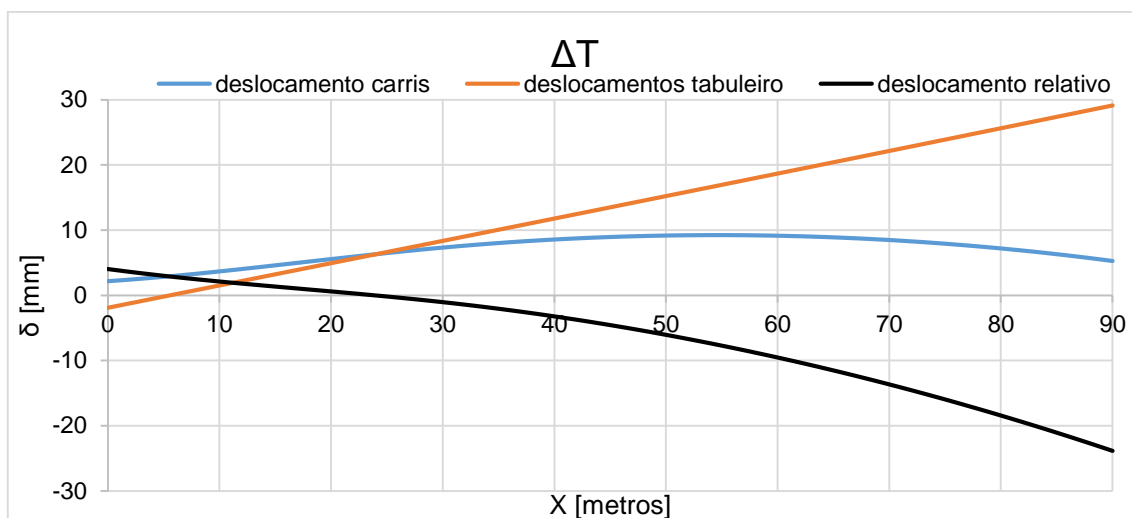
- Kumar, R. e Upadhyay, A. (2012). Effect of temperature gradient on track-bridge interaction. *Interaction and multiscale mechanics*, 5, 12.
- Pauwels, J. (2015). Application limits for continuously welded rails on temporary bridge decks. *Gent*.
- Ramondenc, P., Martin, D. e Schmitt, P. (2007). Track – Bridge Interaction – the SNCF experience. *Workshop Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways*, Porto.
- Rodriguez, O. (2010). *Interaccion vía-estructura en puentes ferrocarril*, Madrid.
- Ruge, P. e Brick, C. (2007). Longitudinal forces in continuously welded rails on bridge decks due to nonlinear track-bridge interaction. *Computers & Structures*, 85, 458-475.
- Sanguino, M. e Requejo, P. (2007). Numerical methods for the analysis of longitudinal interaction between track and structure. *Workshop track-bridge interaction on high-speed railways*, Porto.
- Santos, A. (2014). *Análise da Interação Via-Estrutura num Viaduto Ferroviário*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- SAP2000 V18®, (2015) - “CSI Analysis Reference Manual For SAP2000” *Computers and Structures, Inc.*, Berkeley, California, USA.
- Simões, R. (2009). *Interação via-ponte em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Srewil, Y. (2007). The track bridge-interact due to longitudinal loads. Report, Institute of dynamic of structure: Technische Universitat Dresden, Germany.
- UIC-774-3-R (2001). *Track/bridge interaction – Recommendations for calculation (2nd Edition)*. Paris, France, Union Internationale des Chemins de Fer.

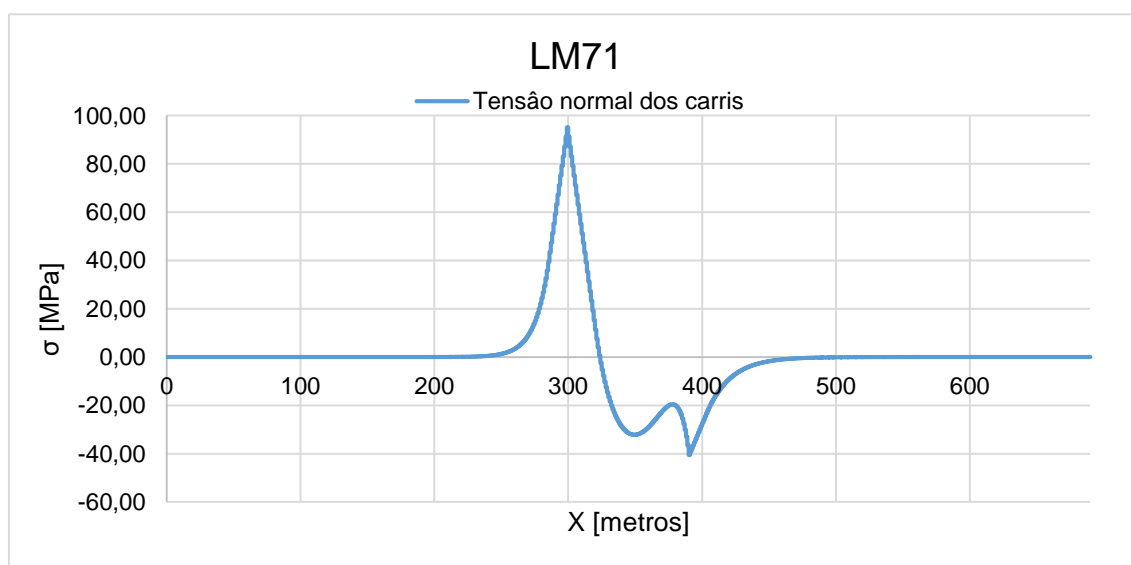
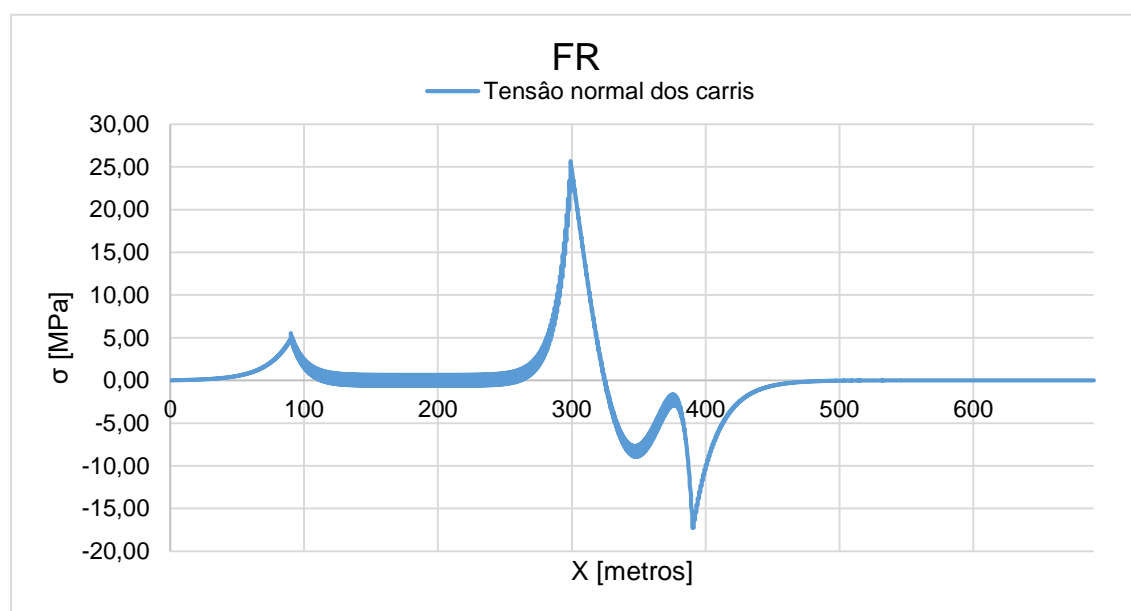
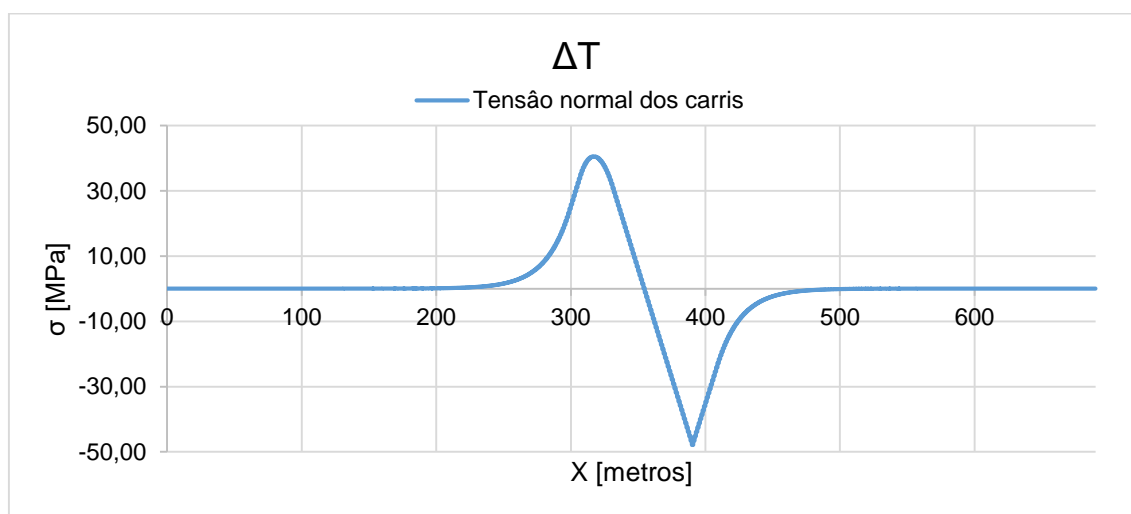
ANEXO A - MODELO 1



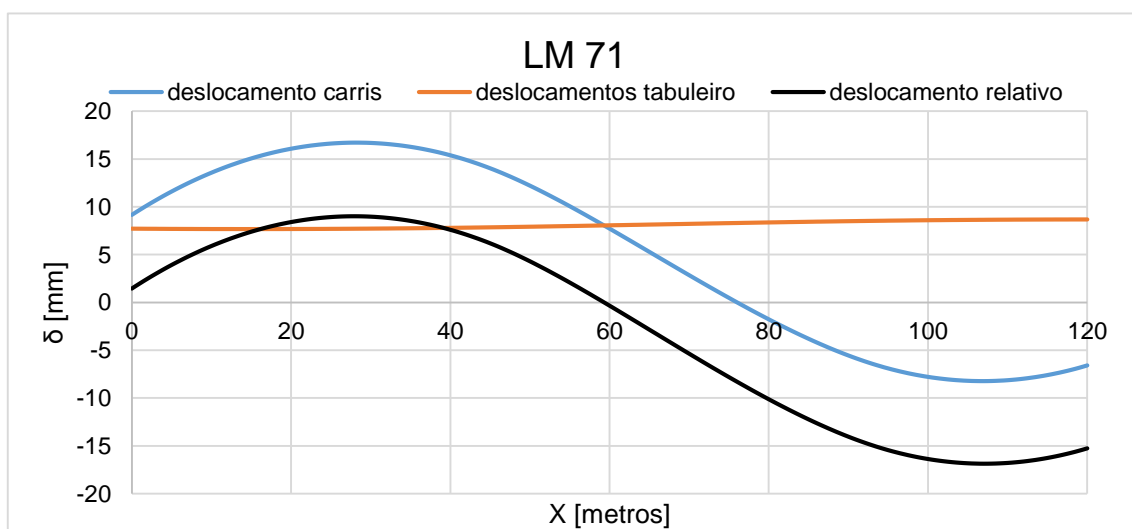
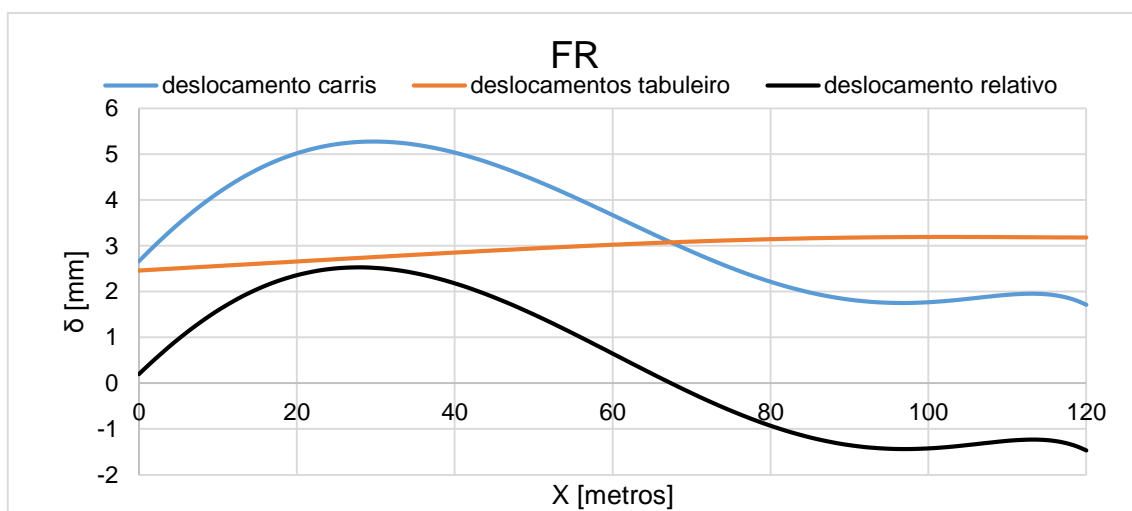
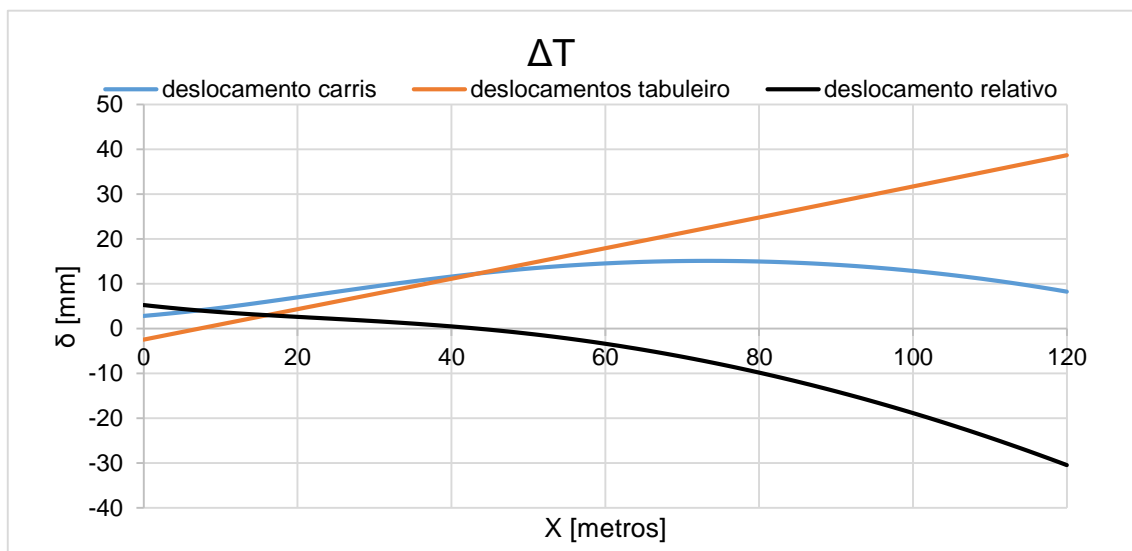


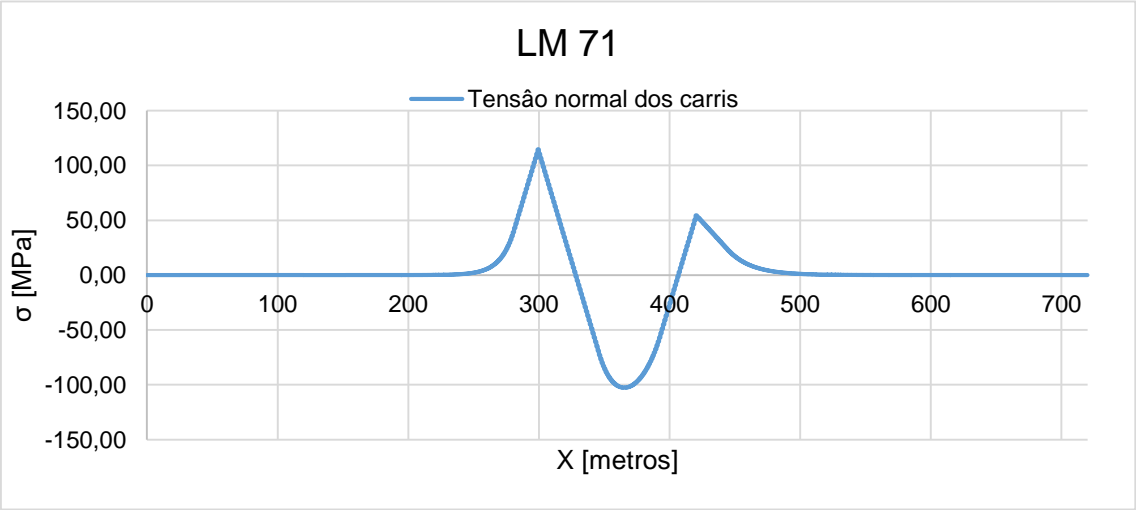
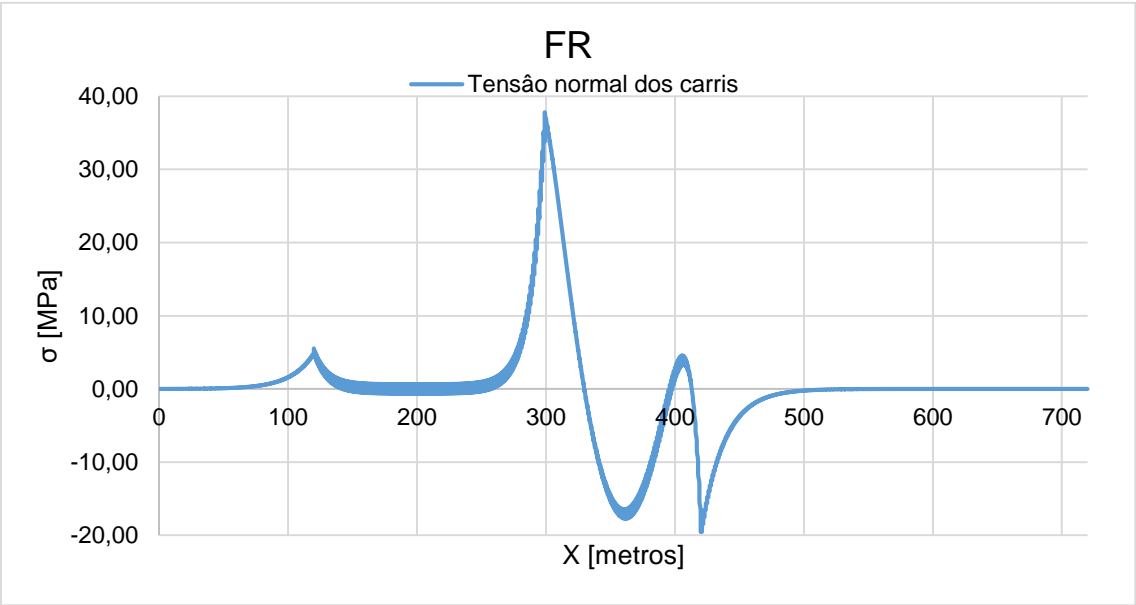
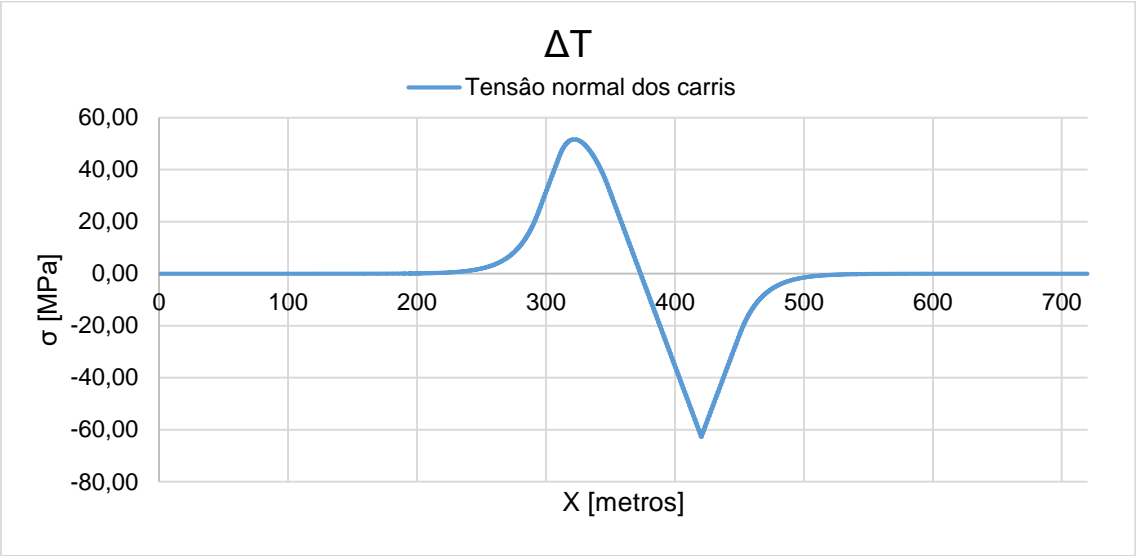
ANEXO A - MODELO 2



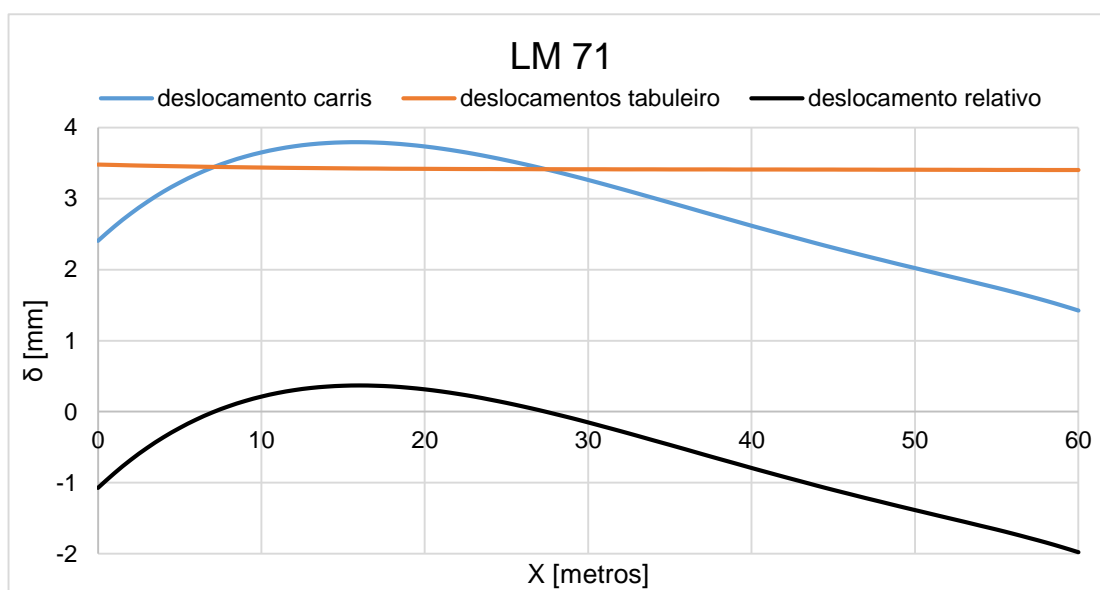
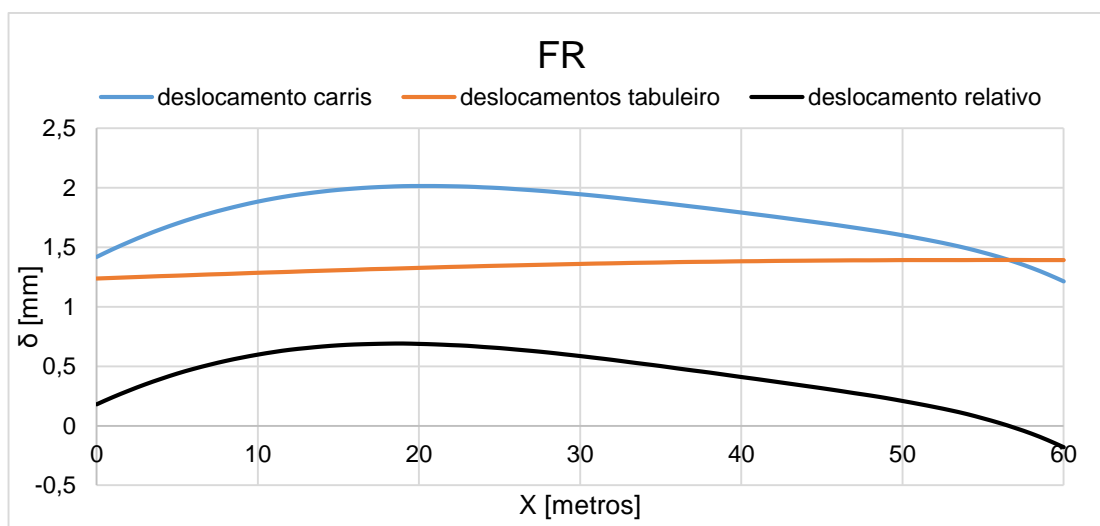
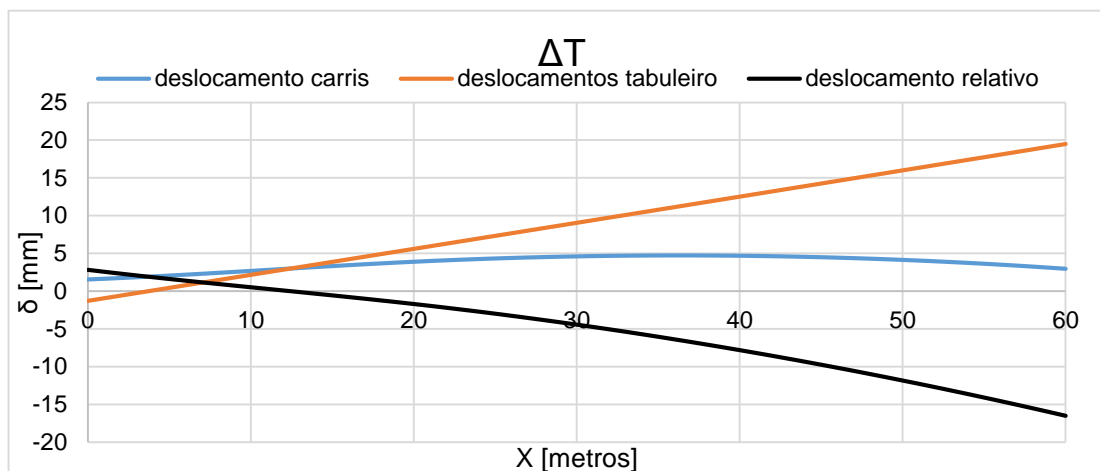


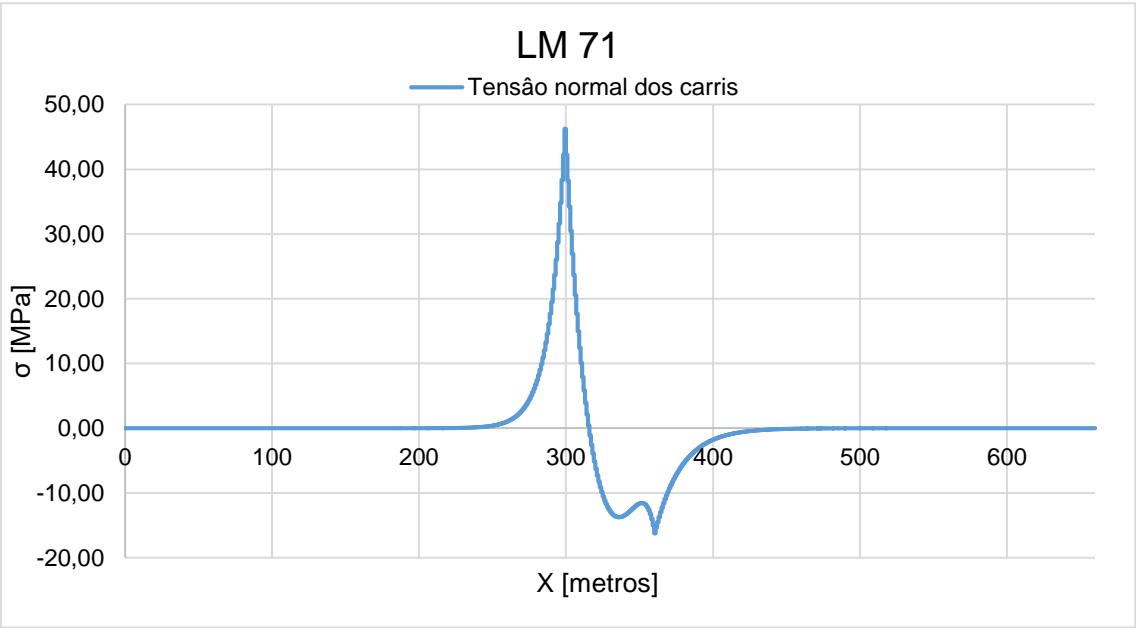
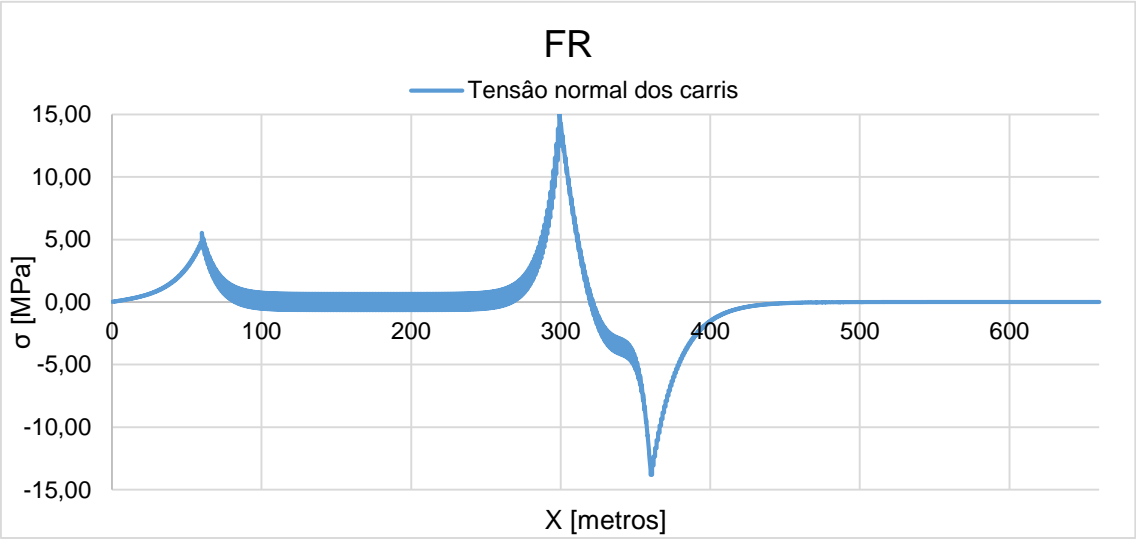
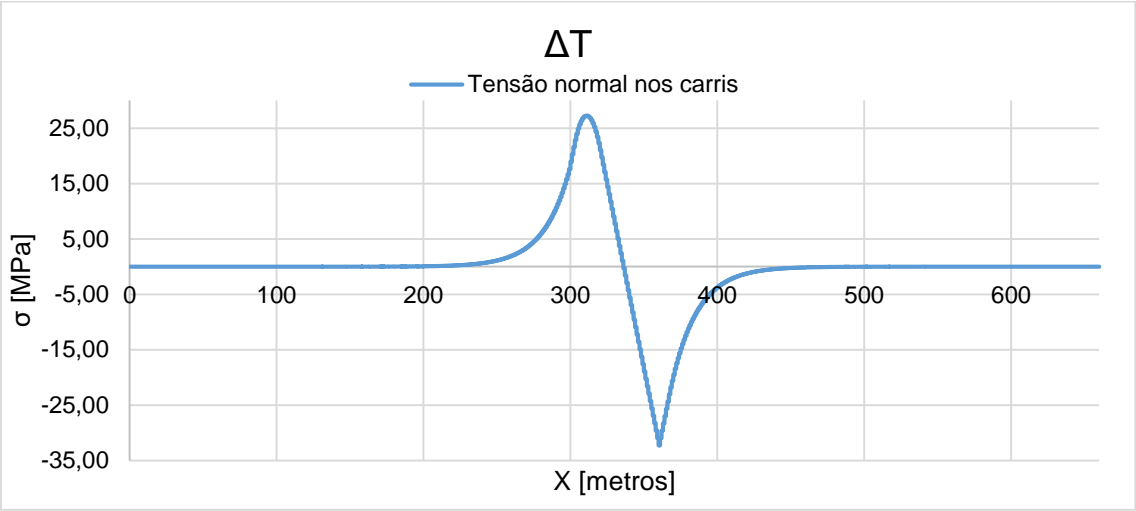
ANEXO A - MODELO 3



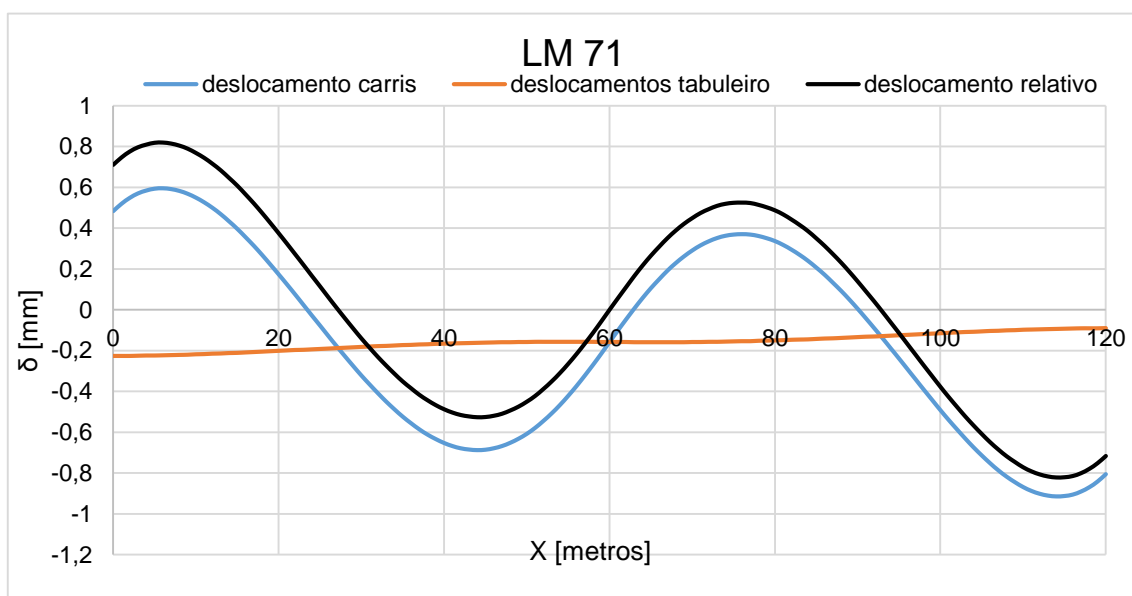
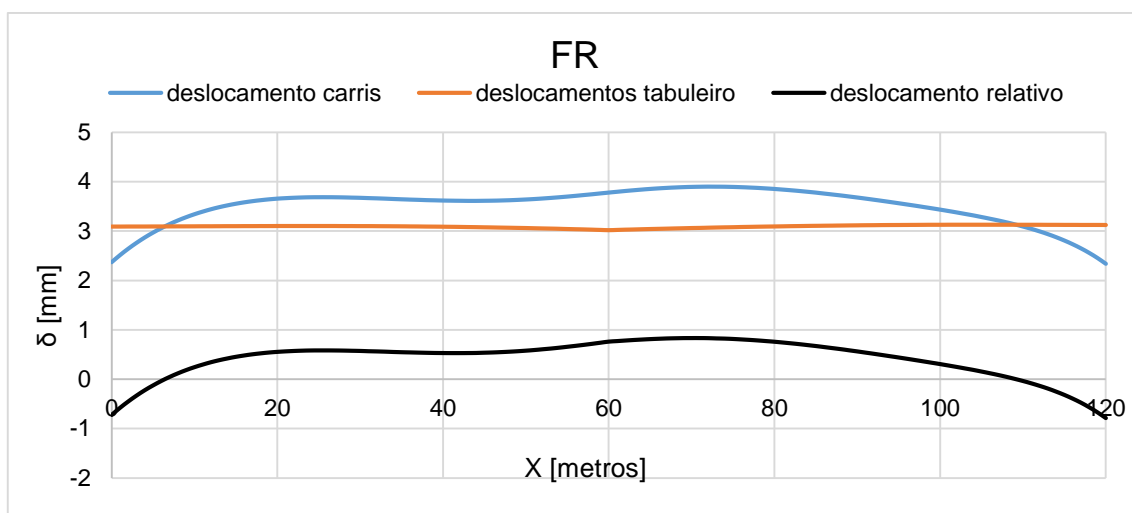
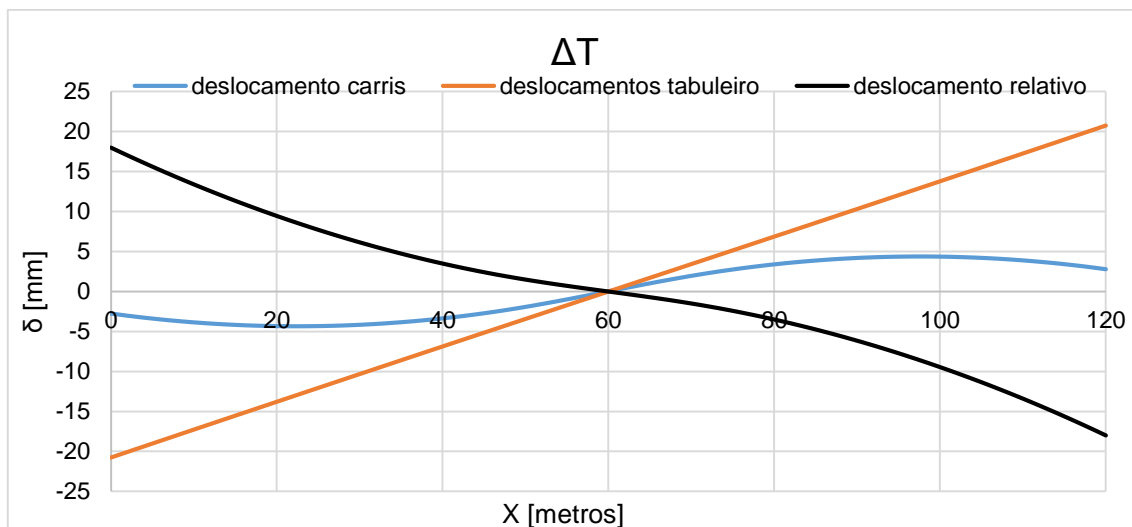


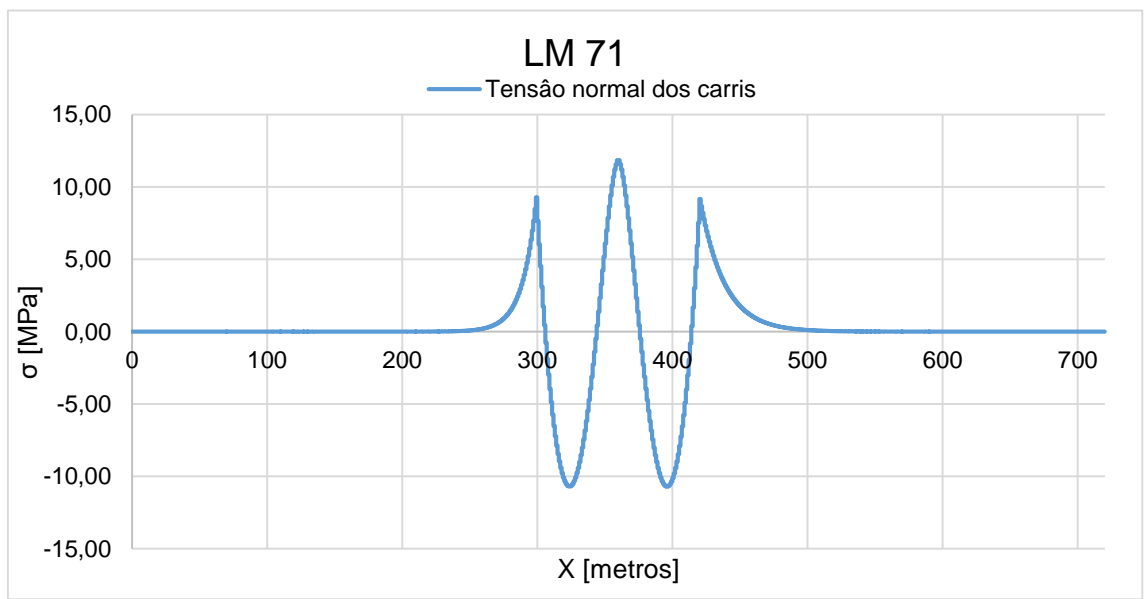
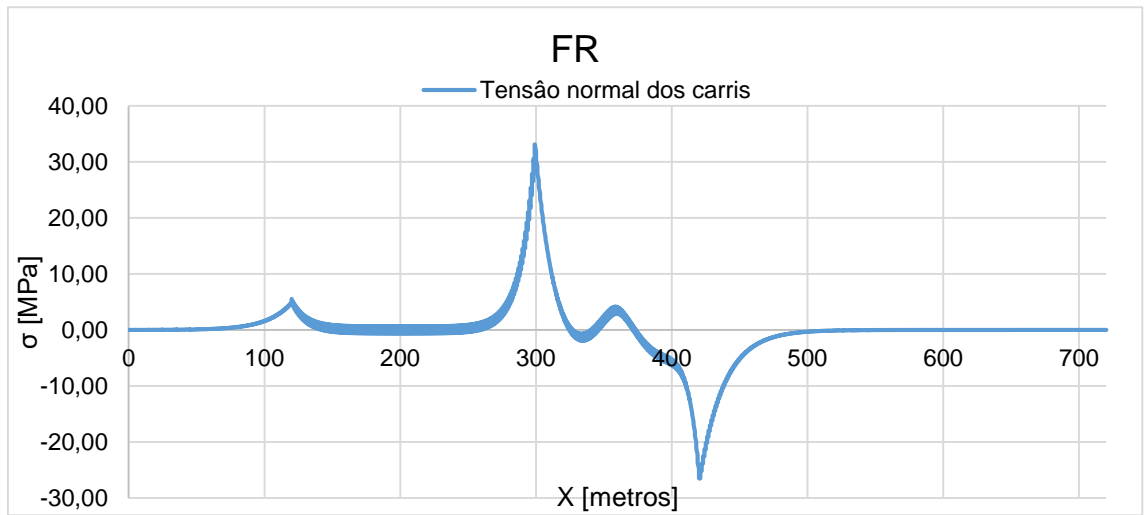
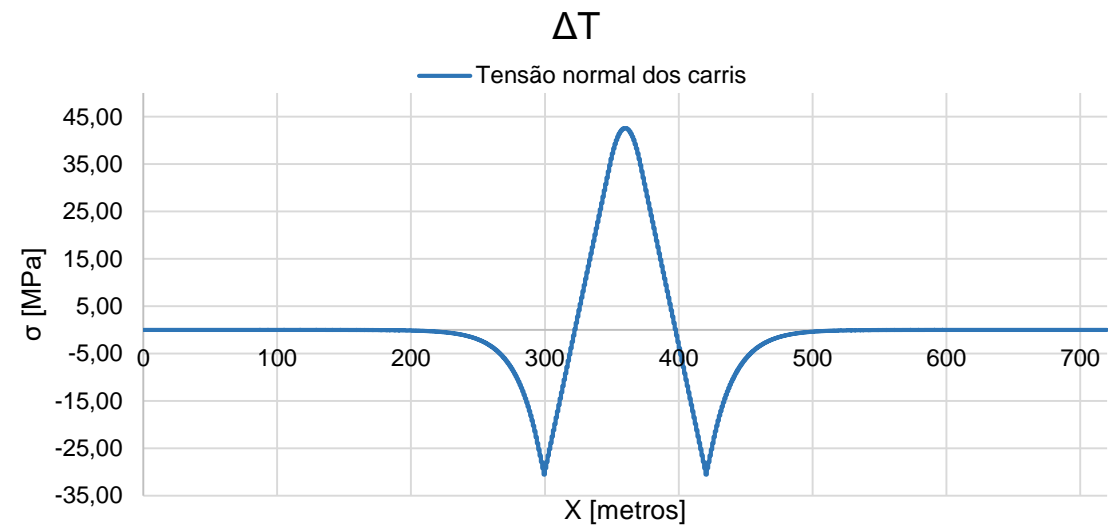
ANEXO A - MODELO 4



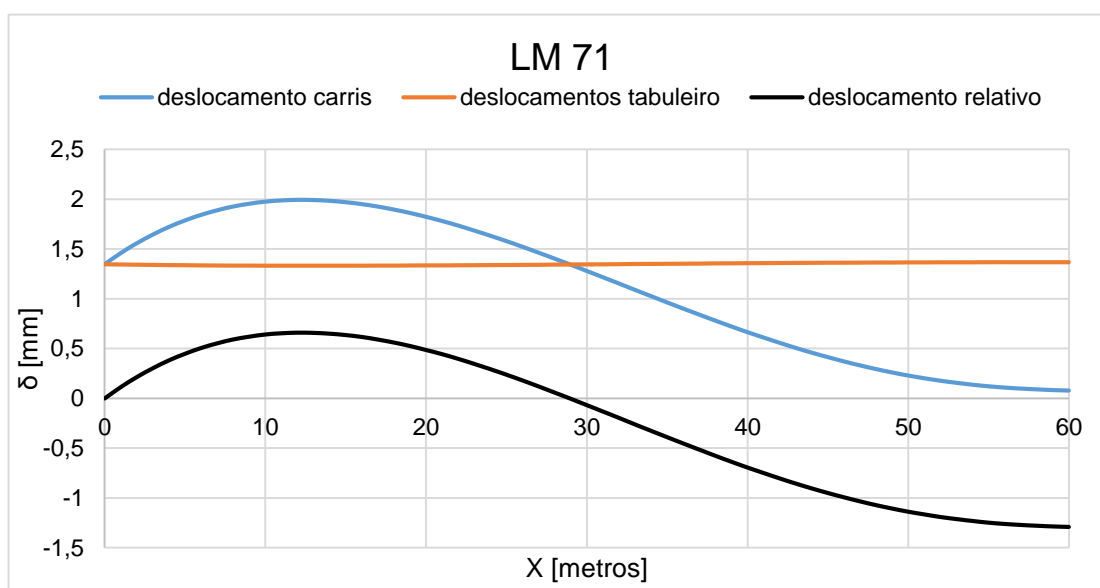
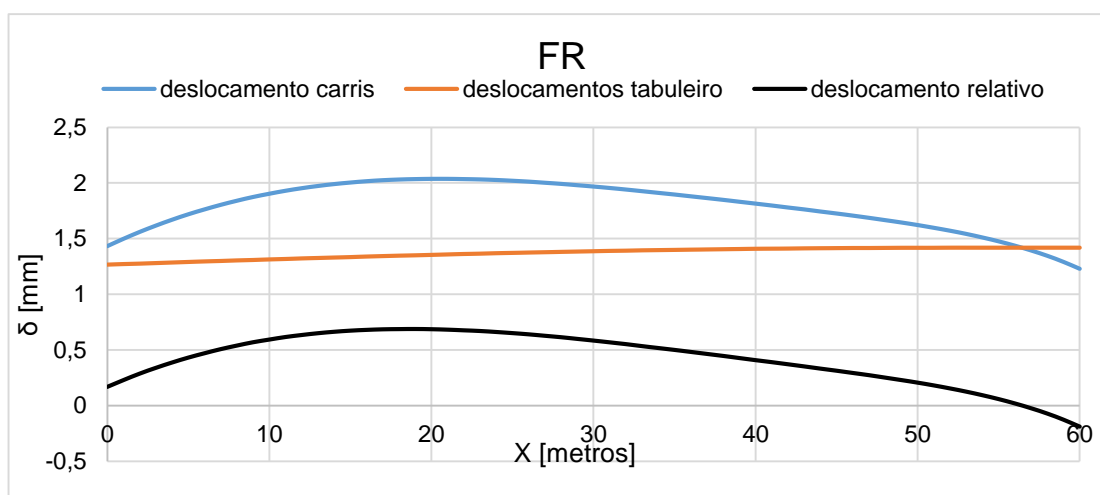
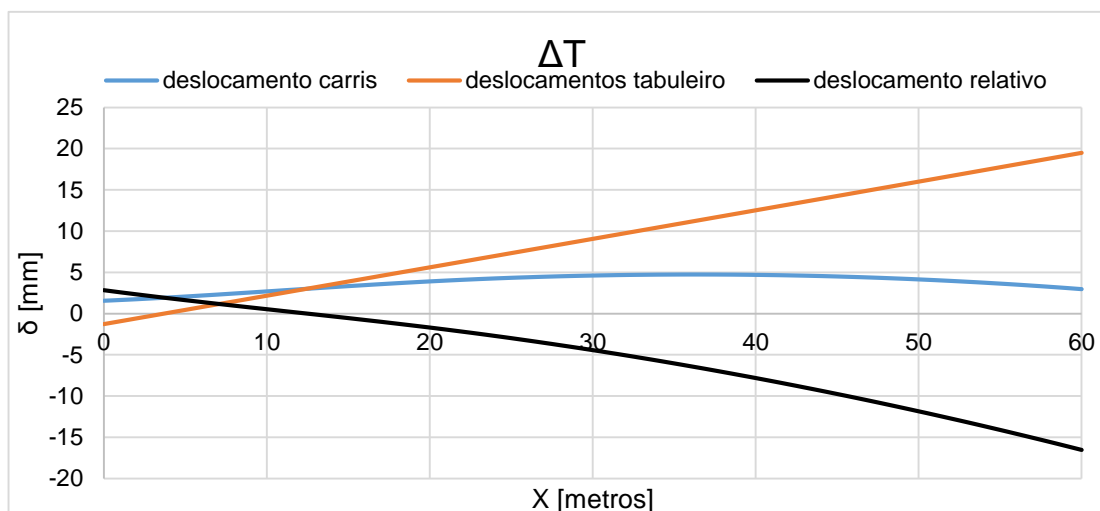


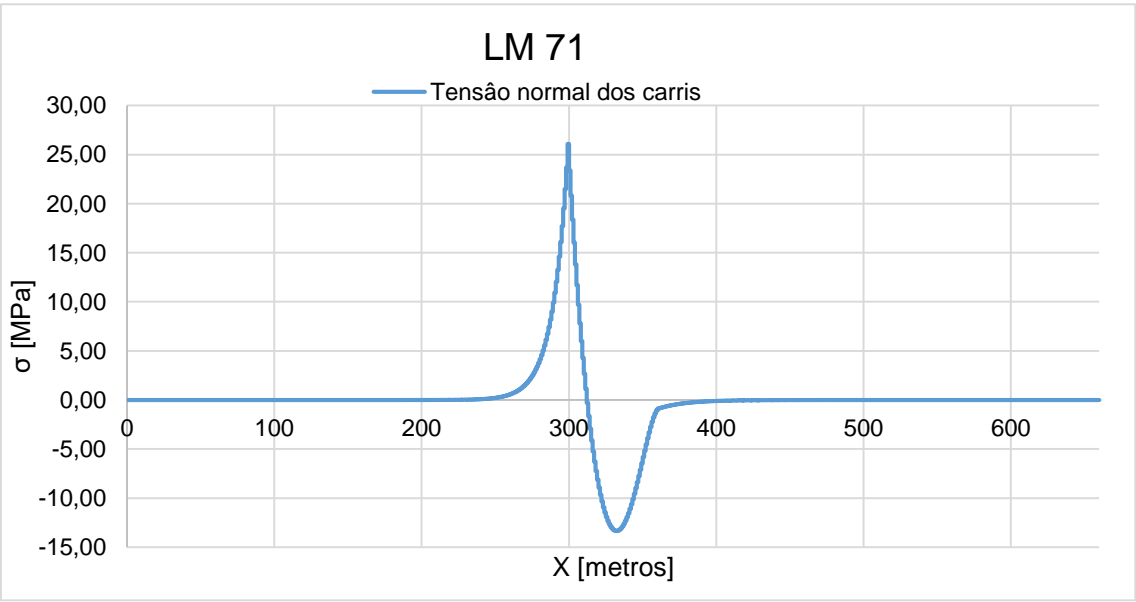
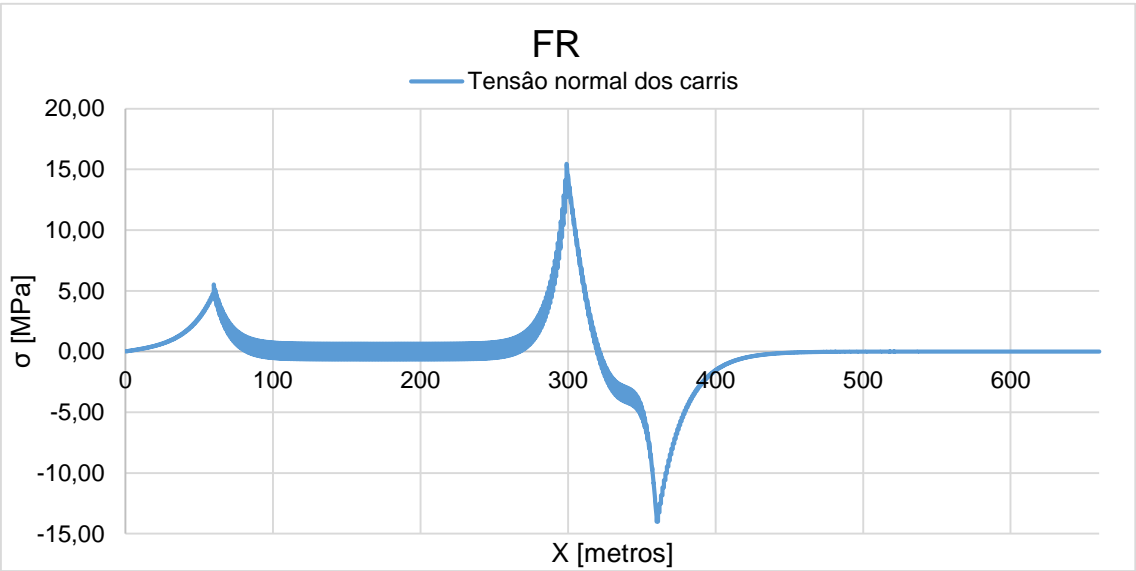
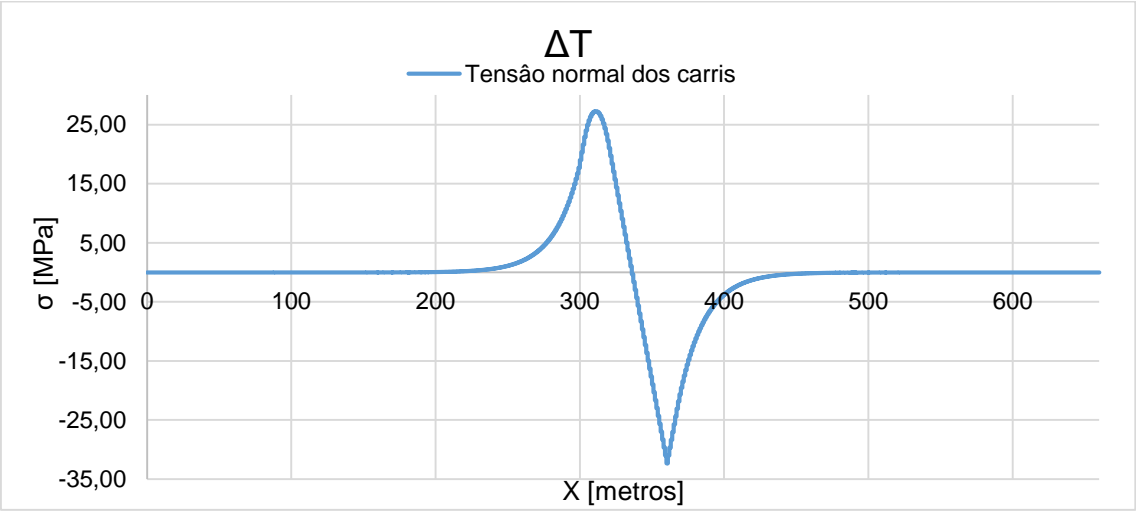
ANEXO A - MODELO 5



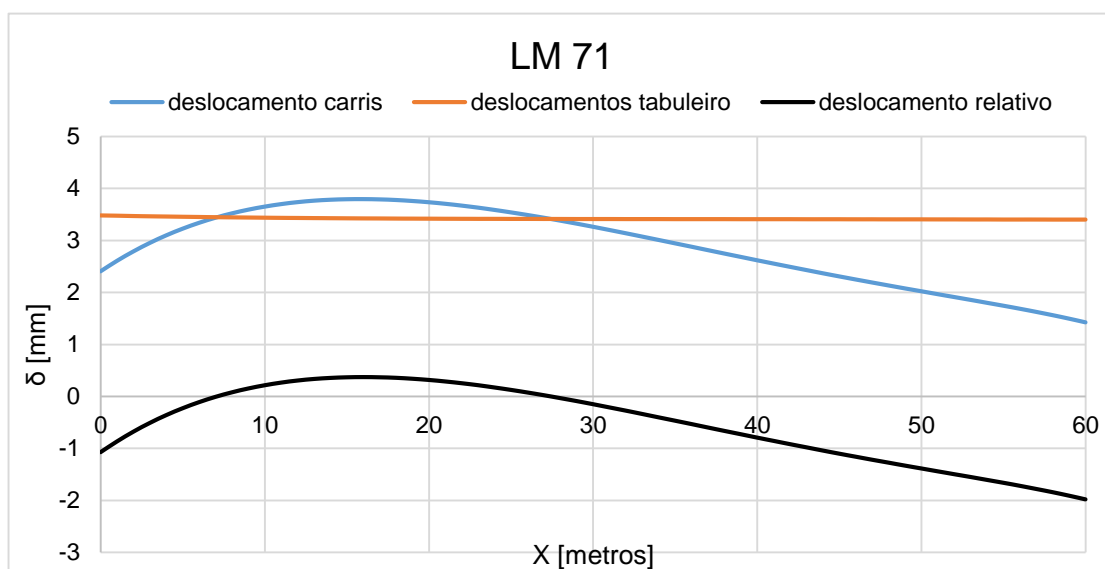
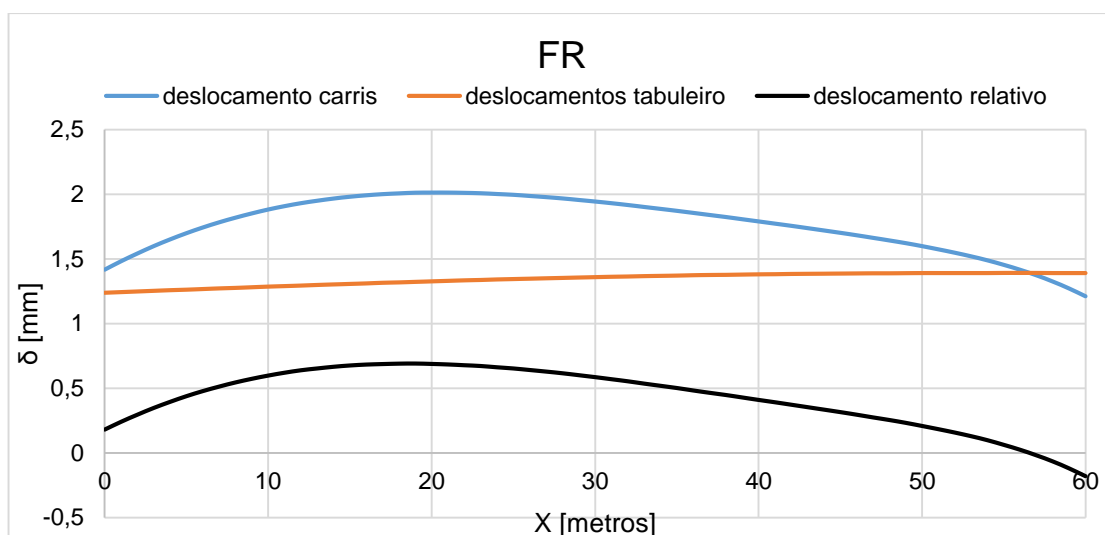
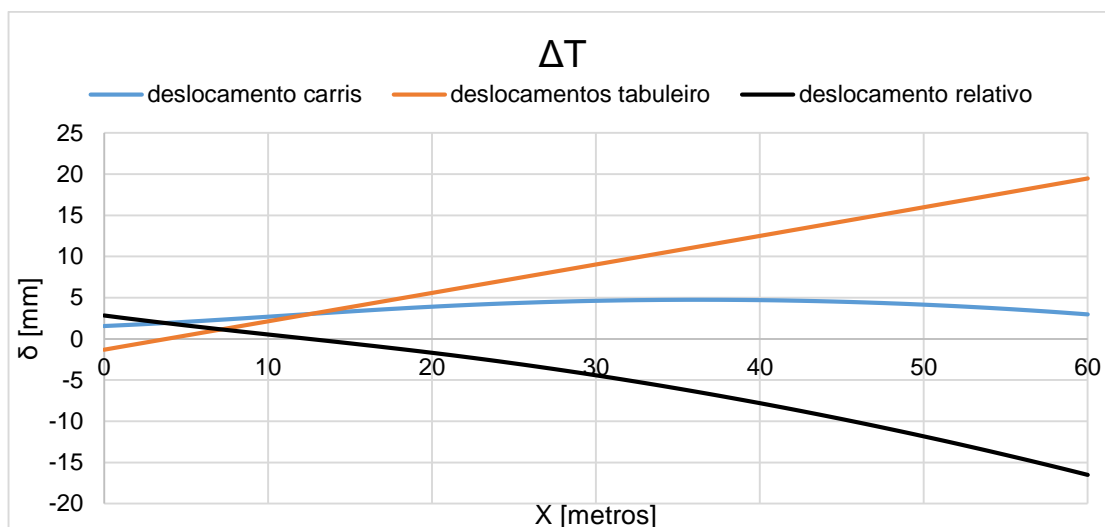


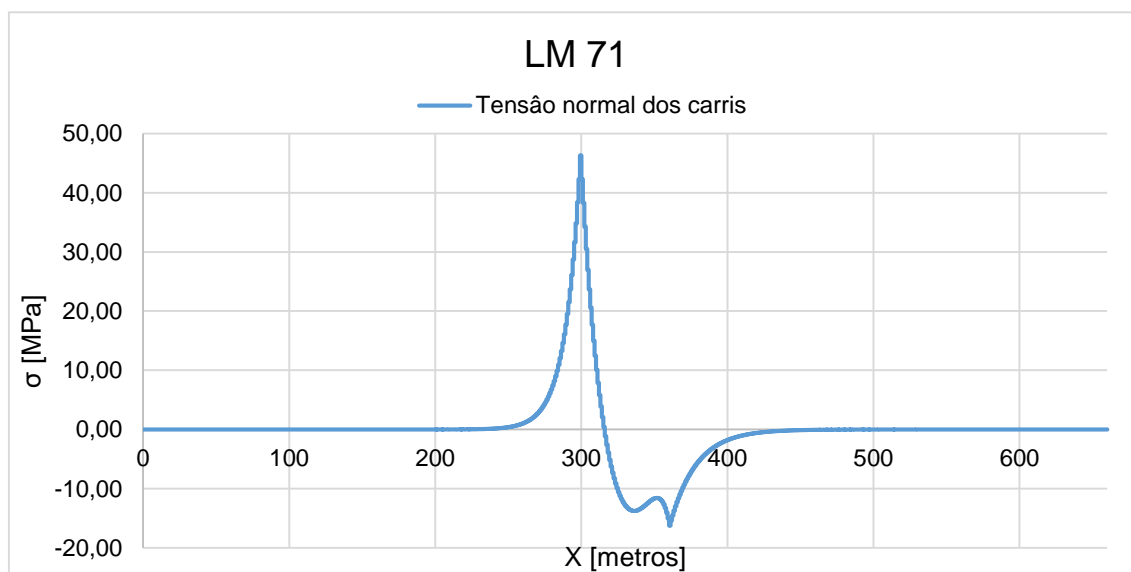
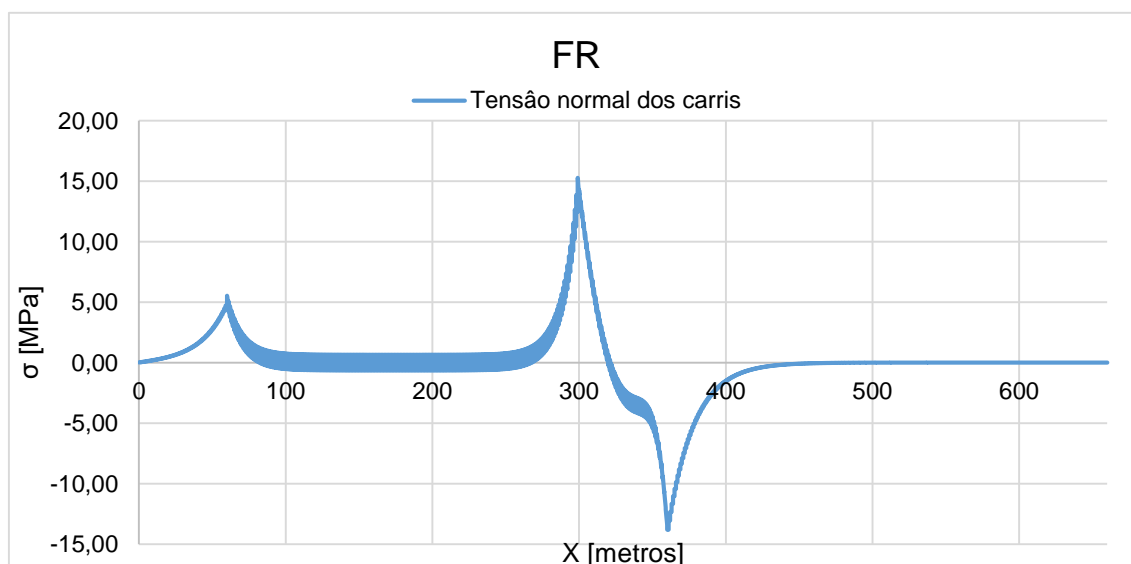
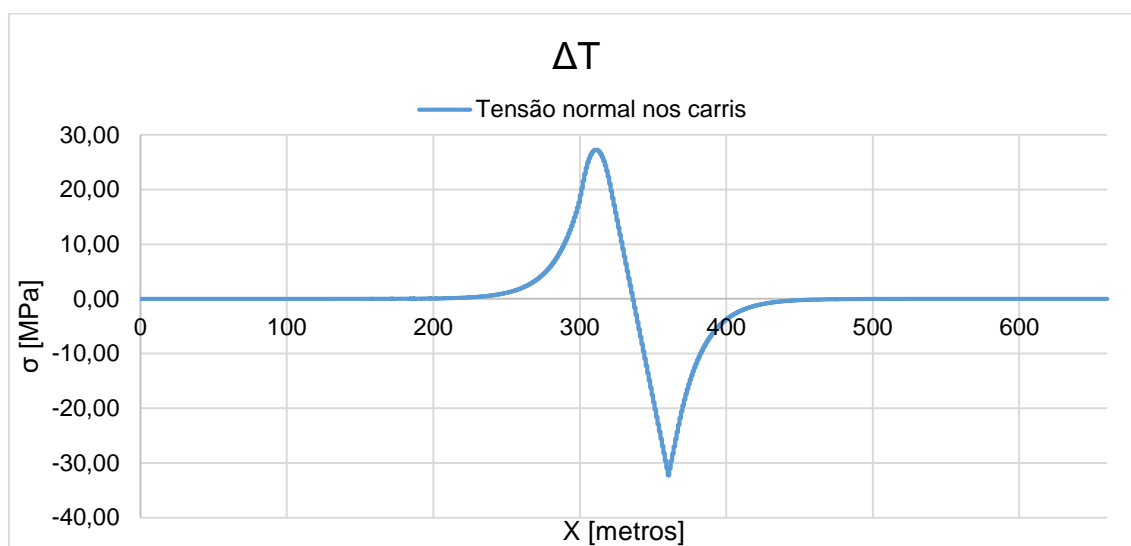
ANEXO A - MODELO 6



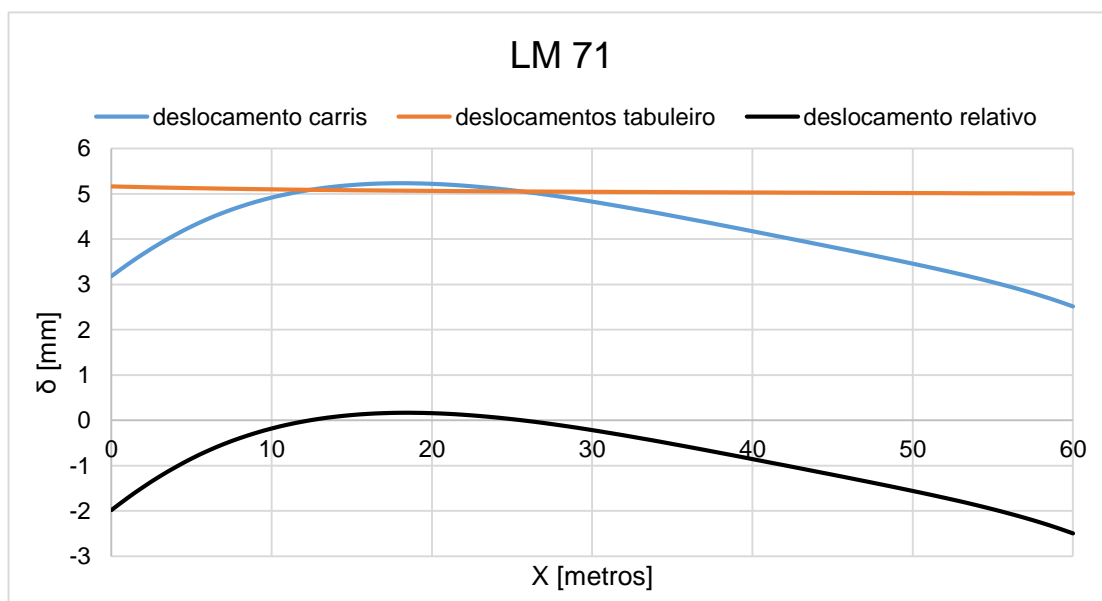
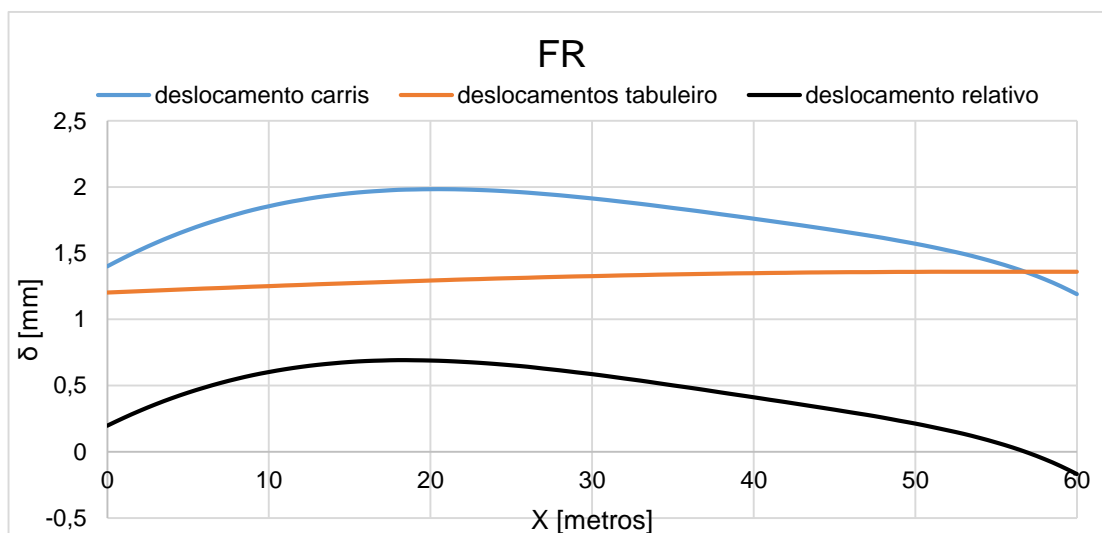
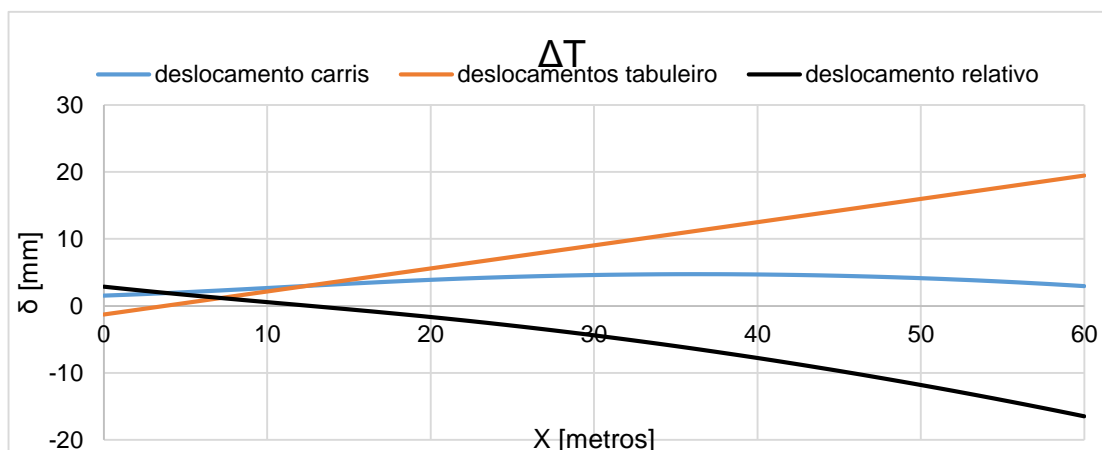


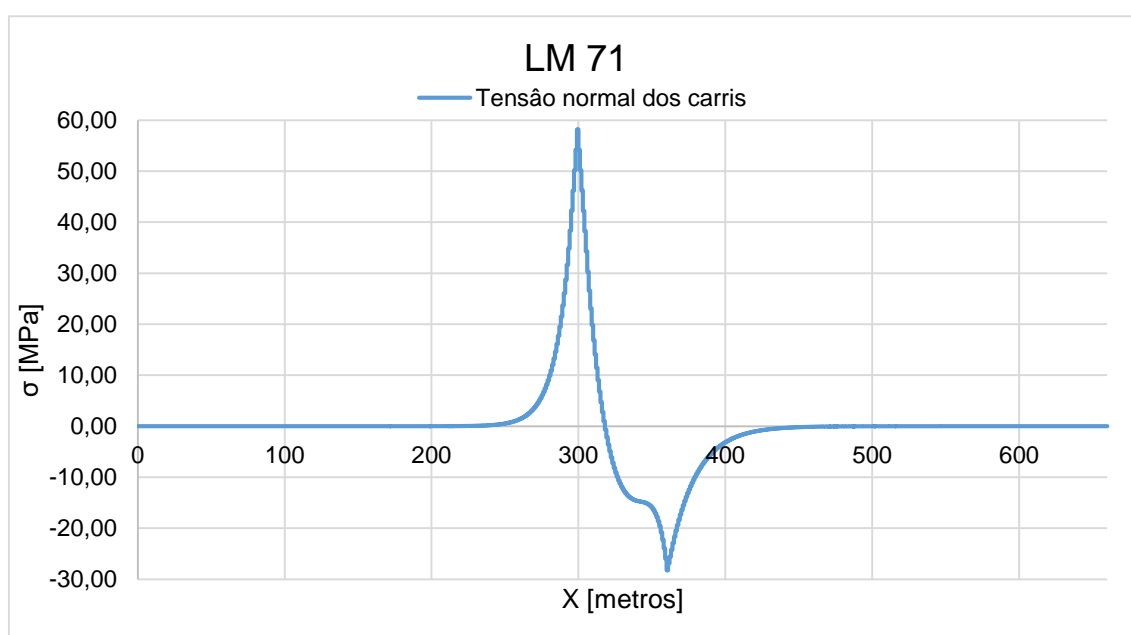
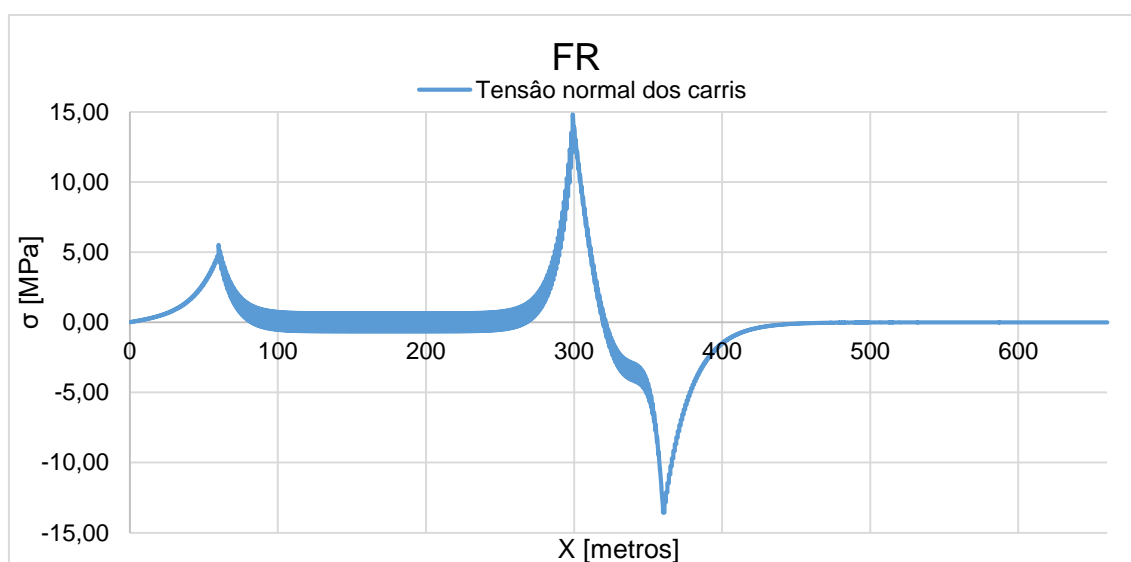
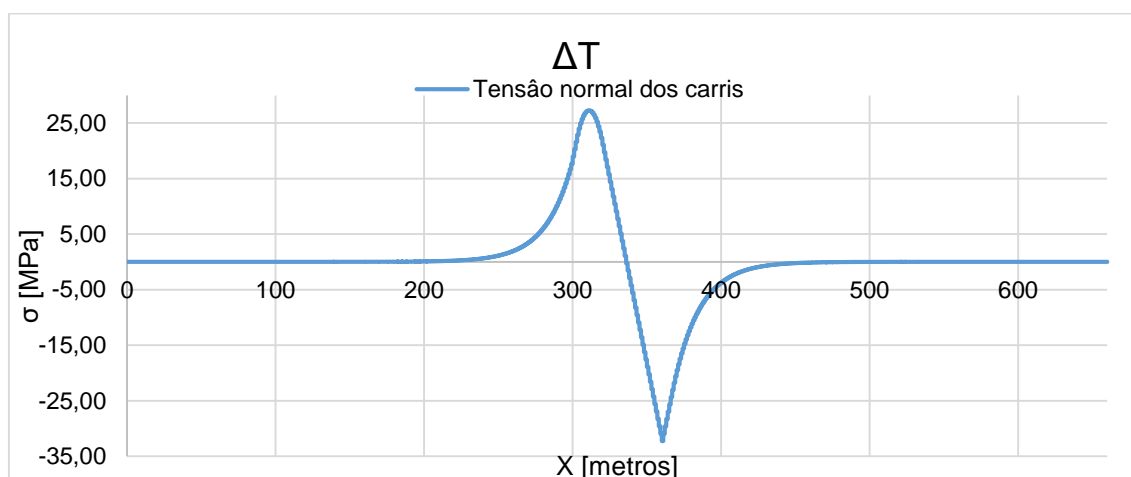
ANEXO A - MODELO 7



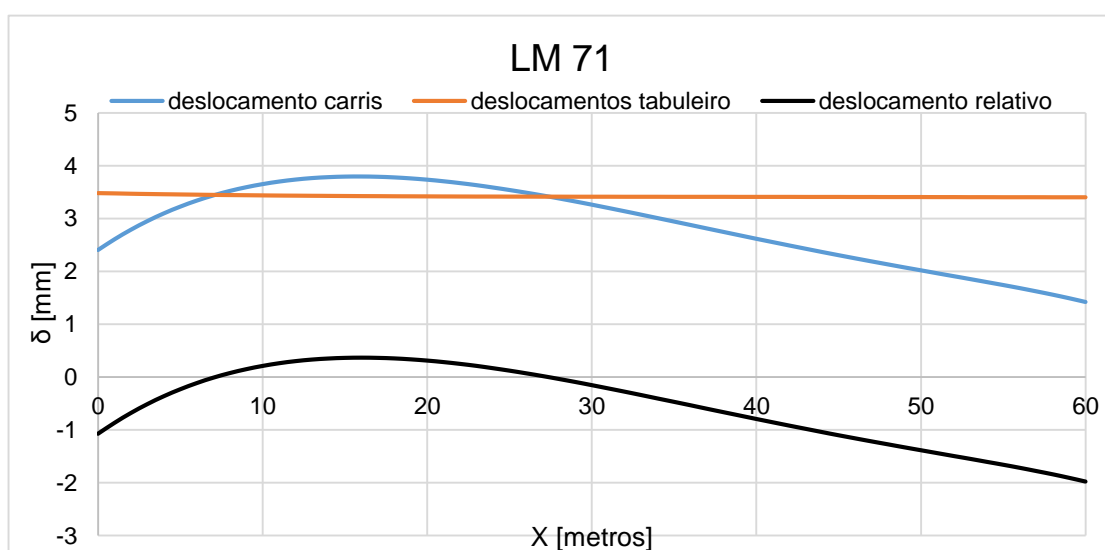
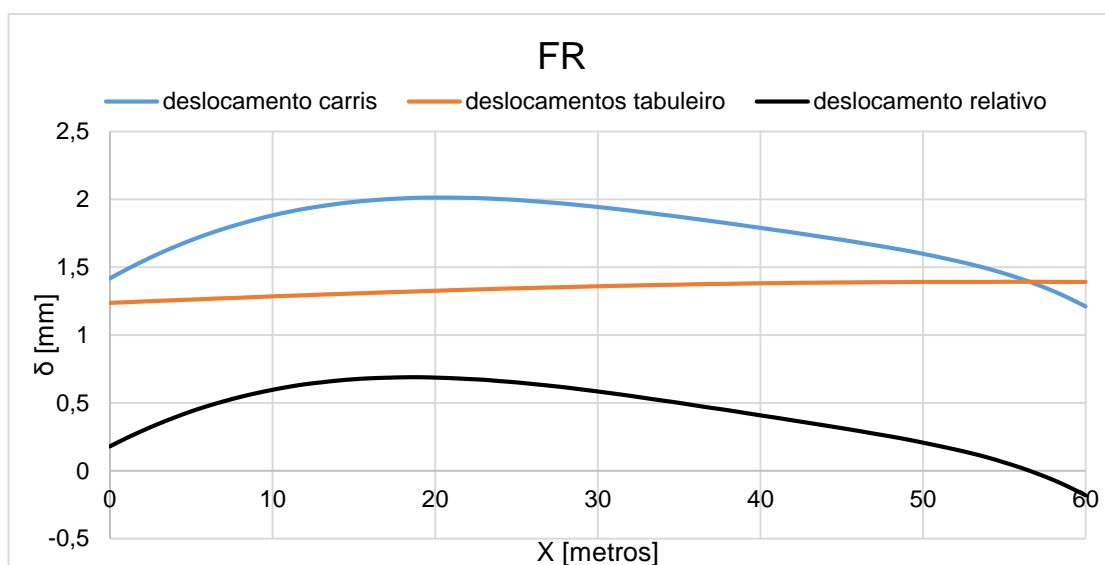
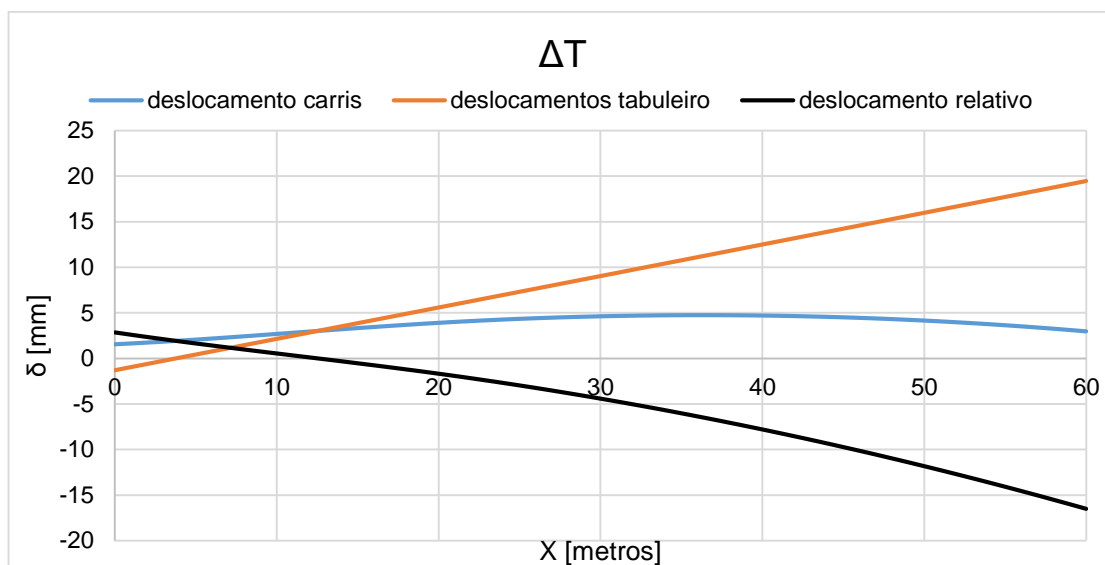


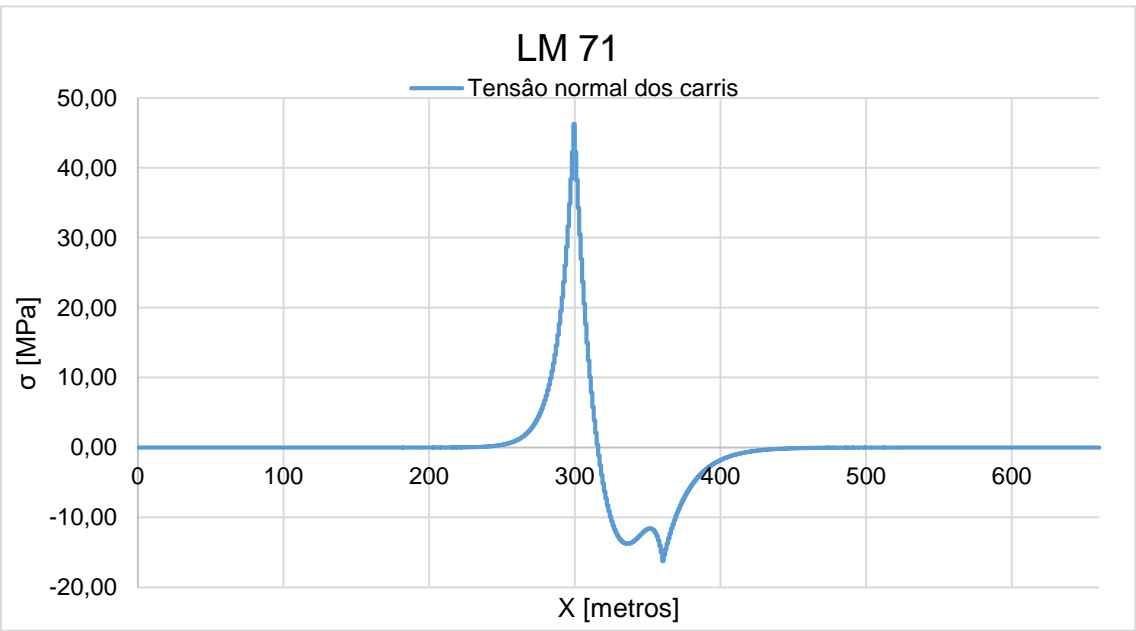
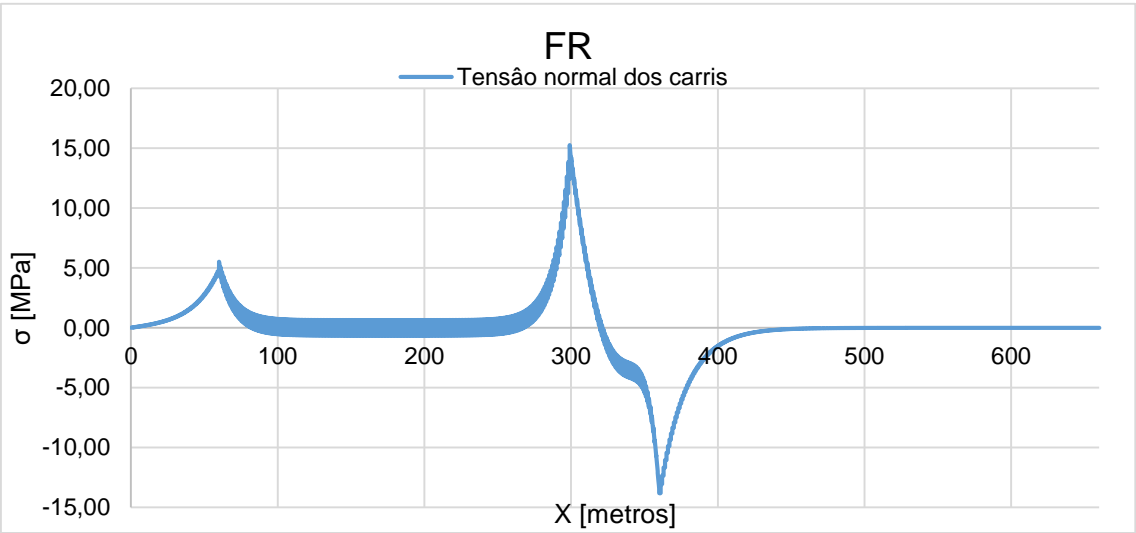
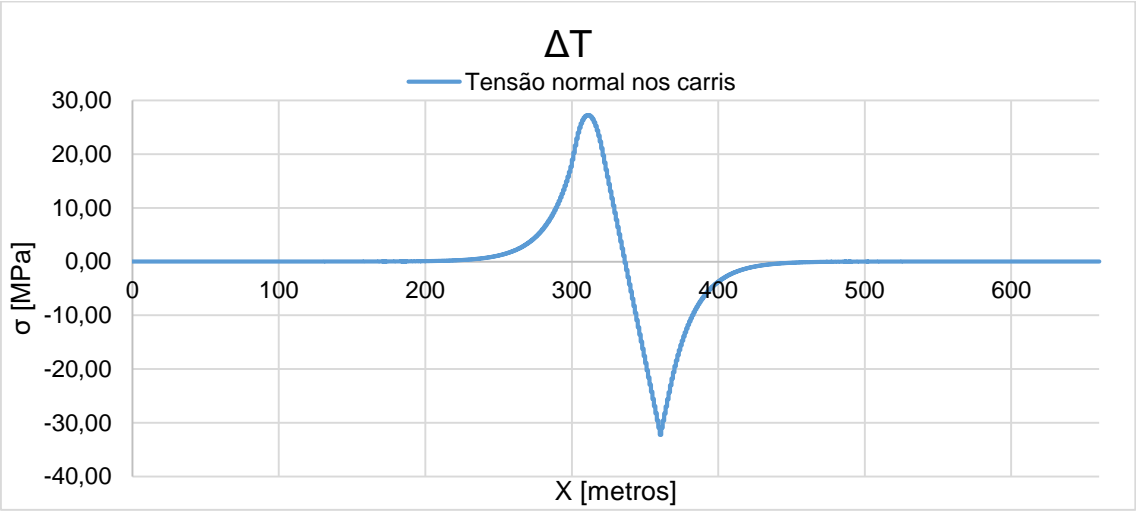
ANEXO A - MODELO 8



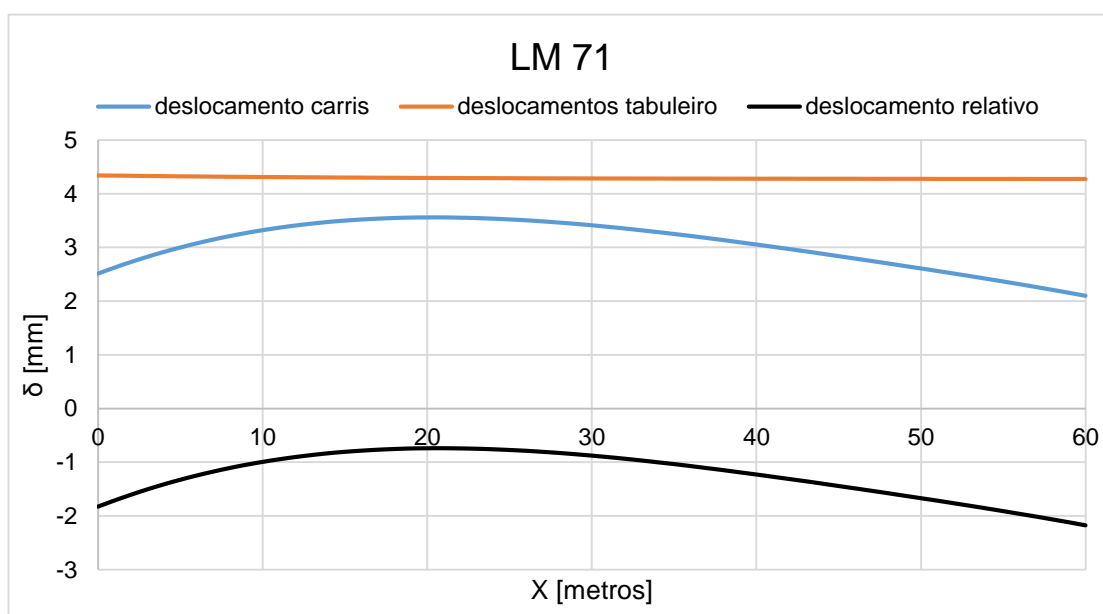
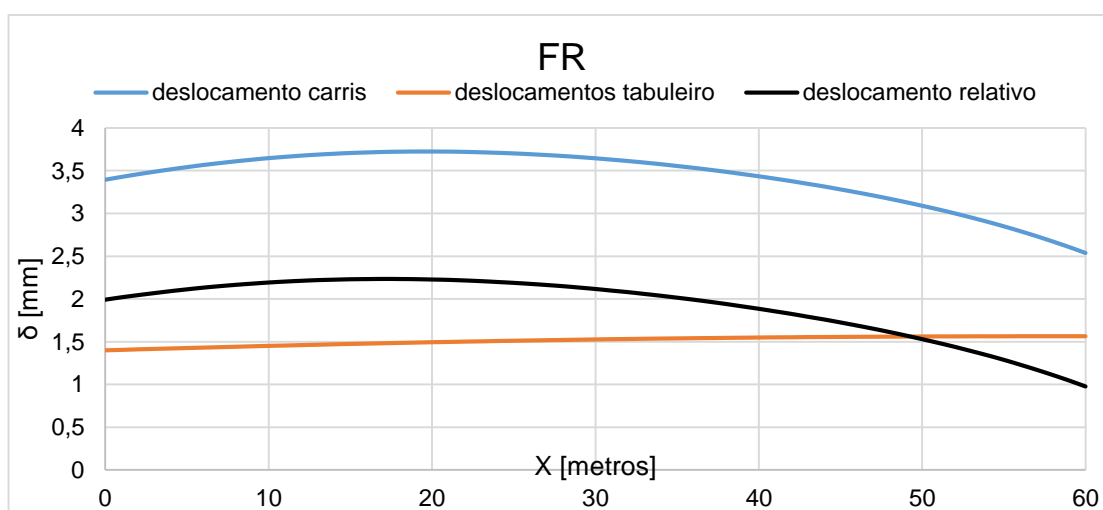
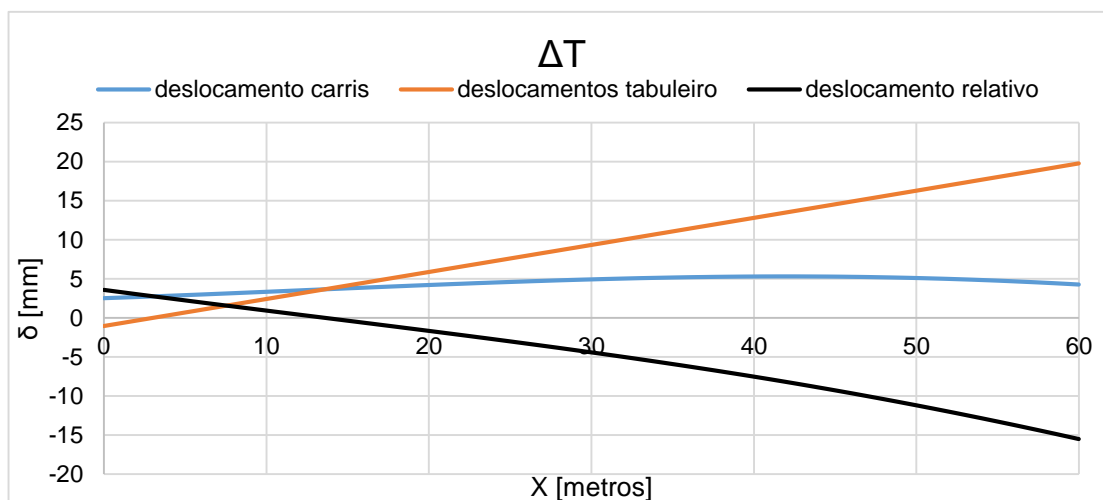


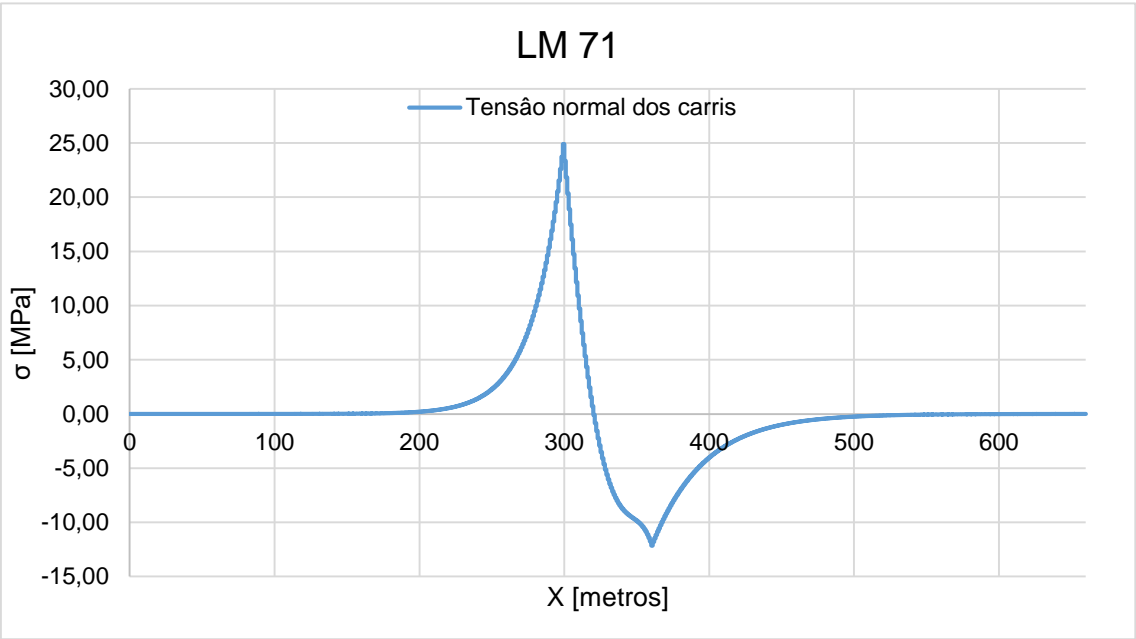
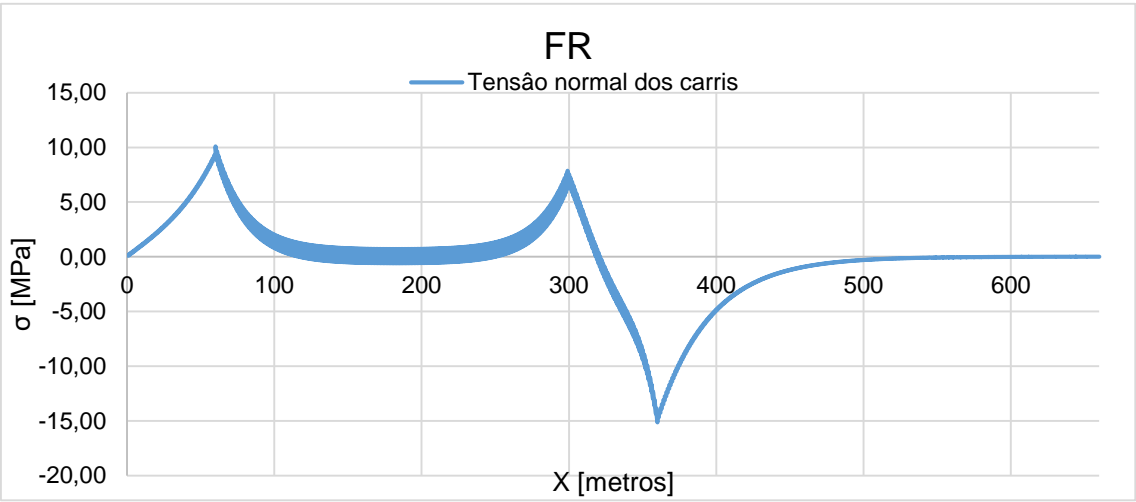
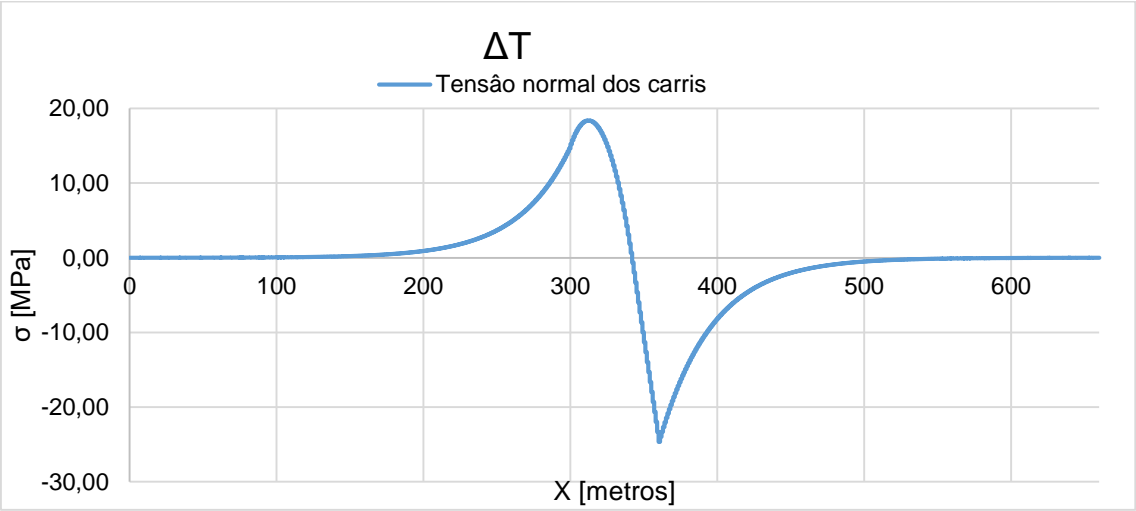
ANEXO A - MODELO 9



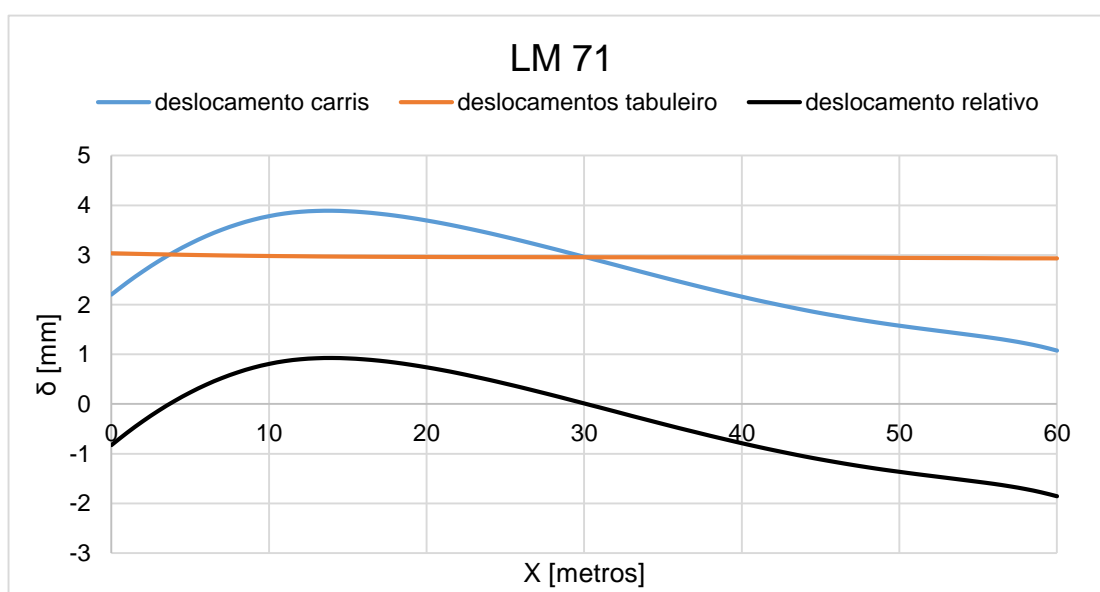
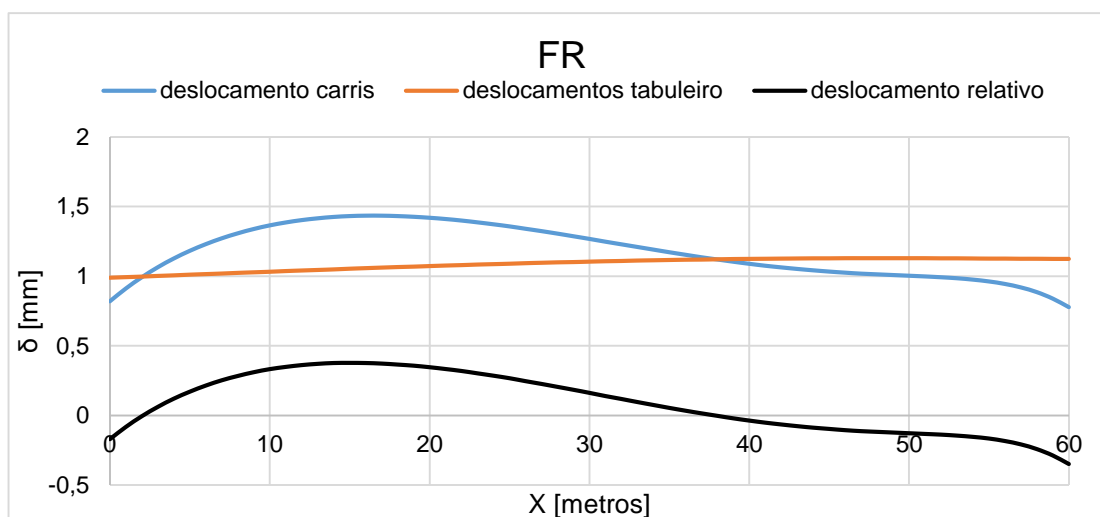
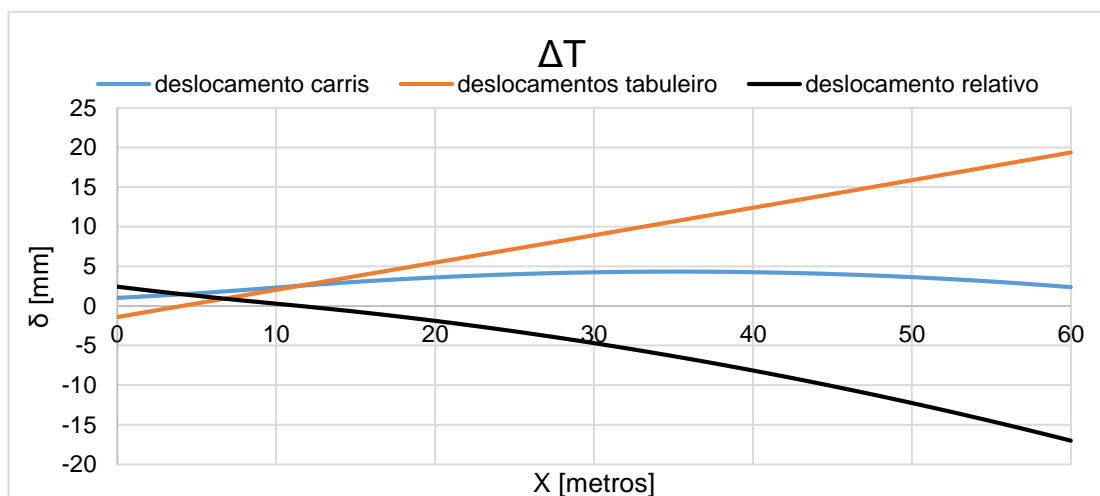


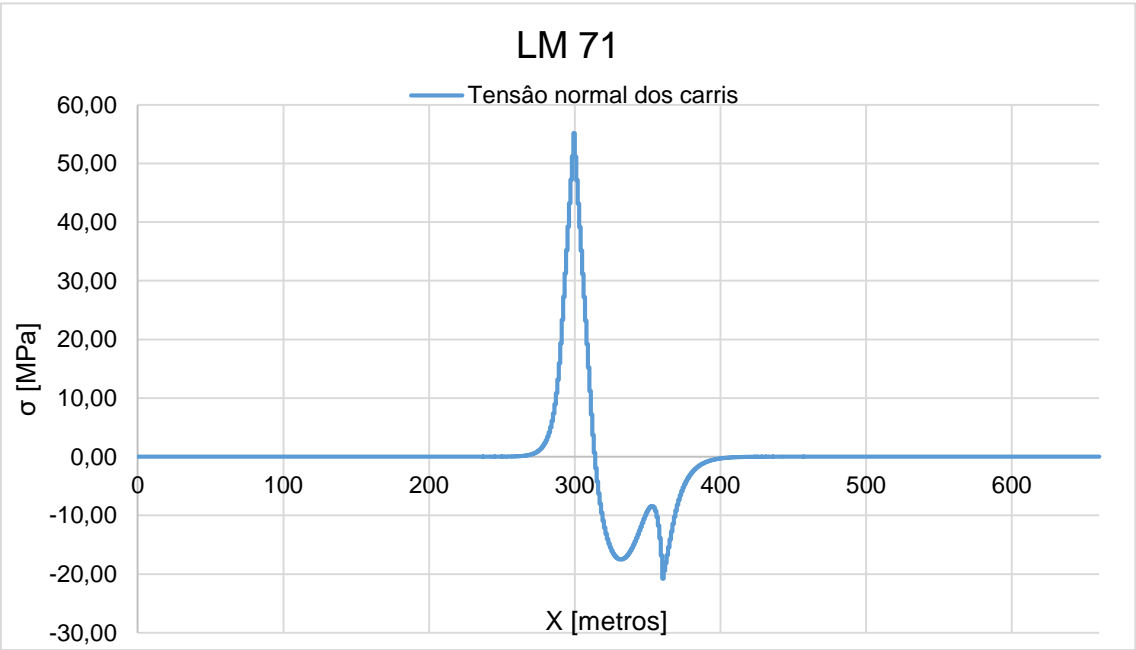
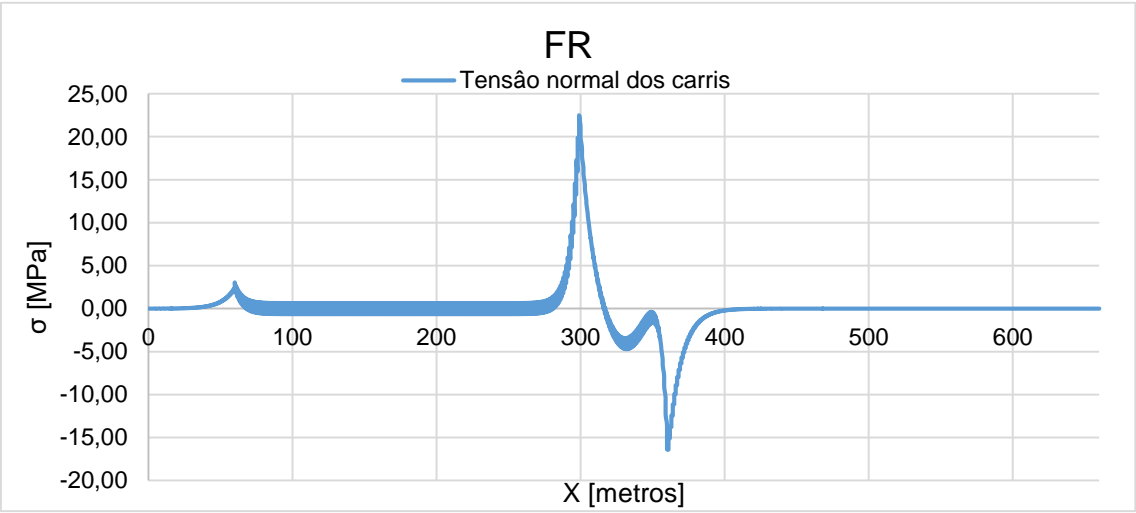
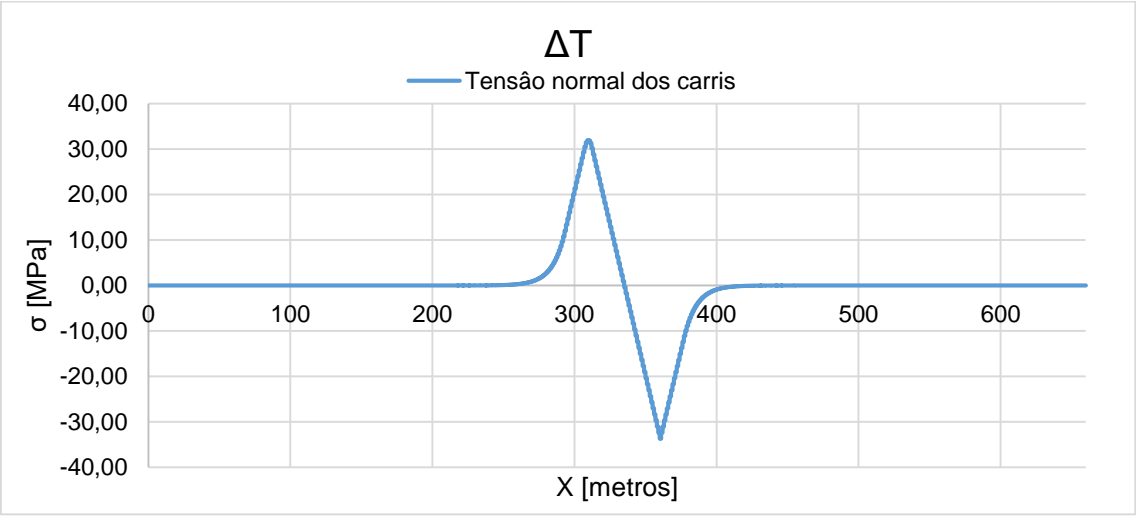
ANEXO A -MODELO 10



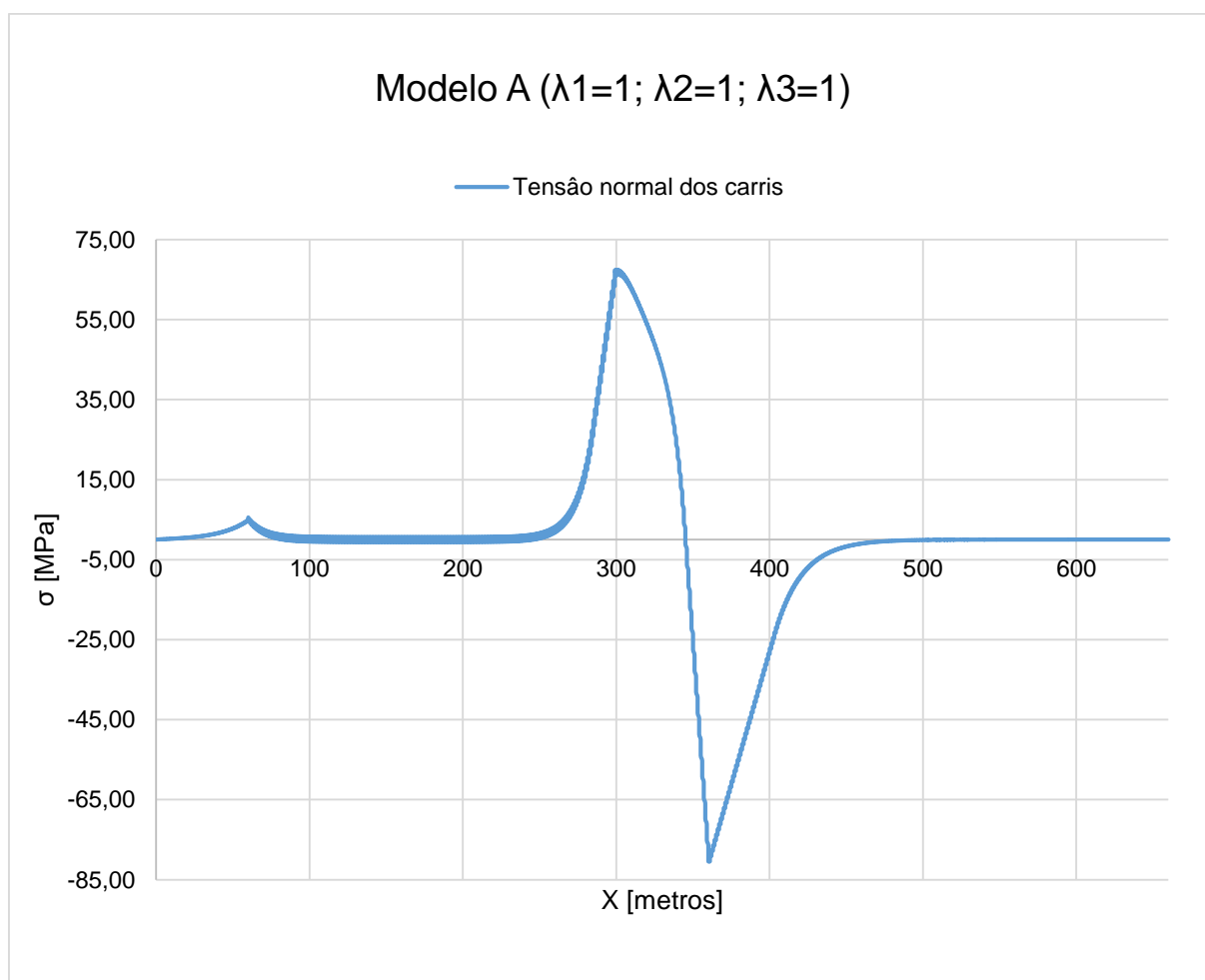
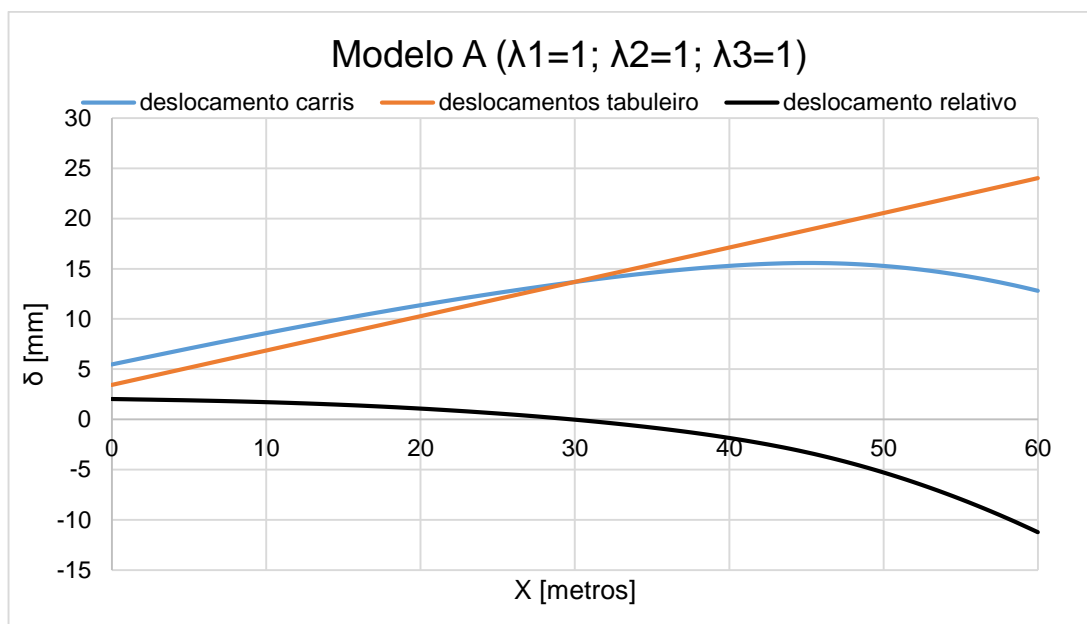


ANEXO A -MODELO 11

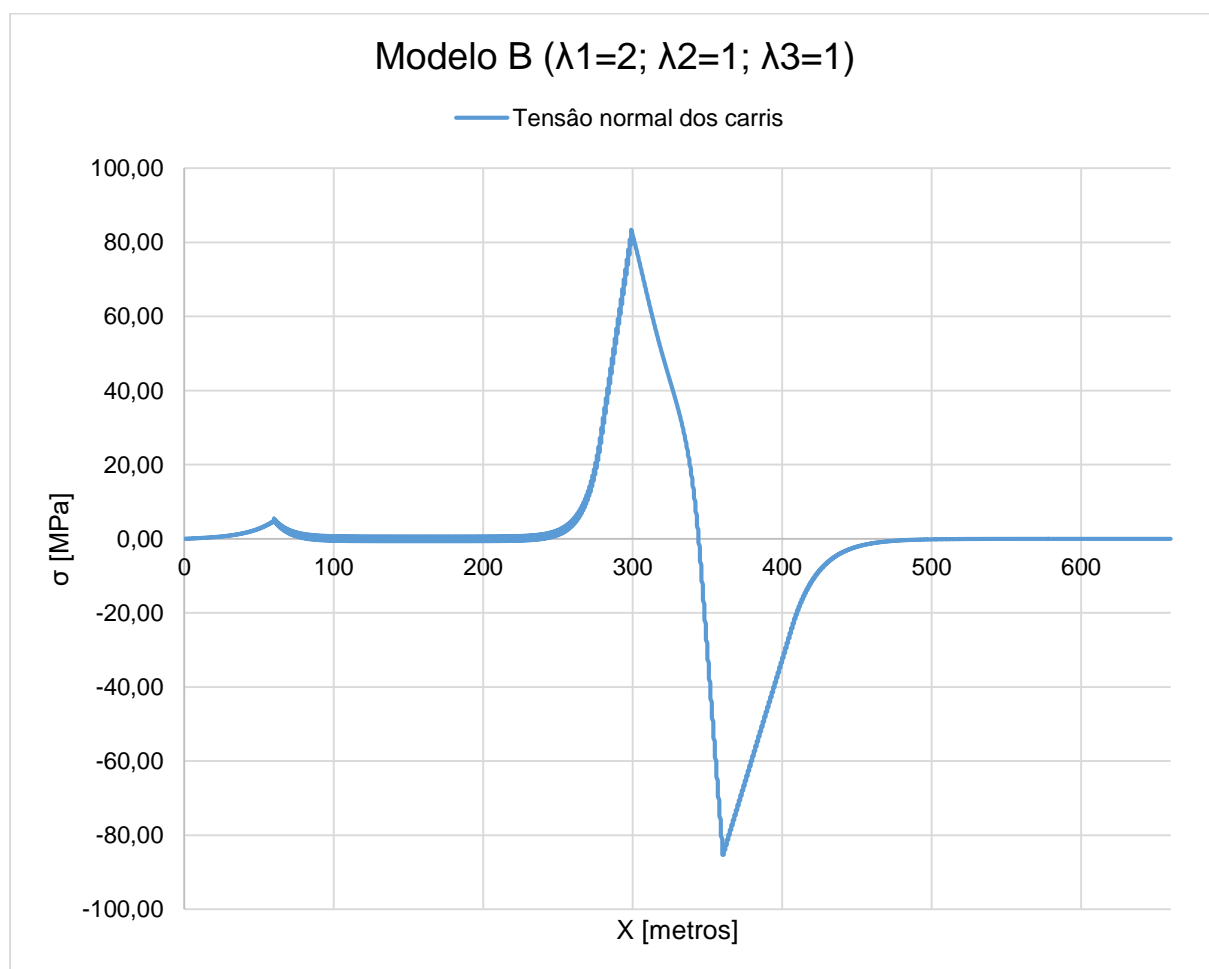
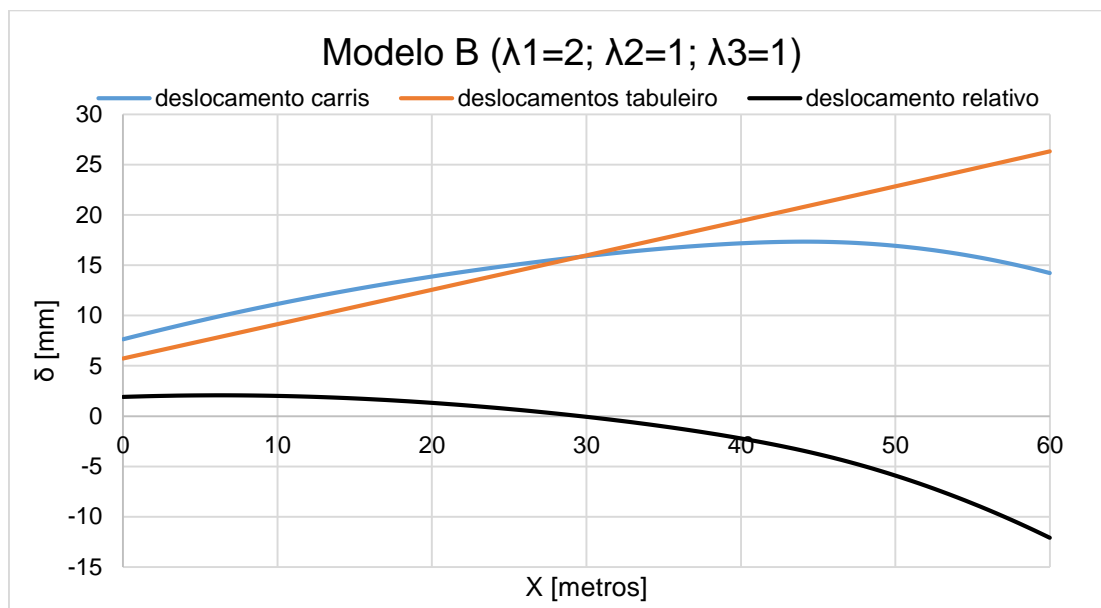




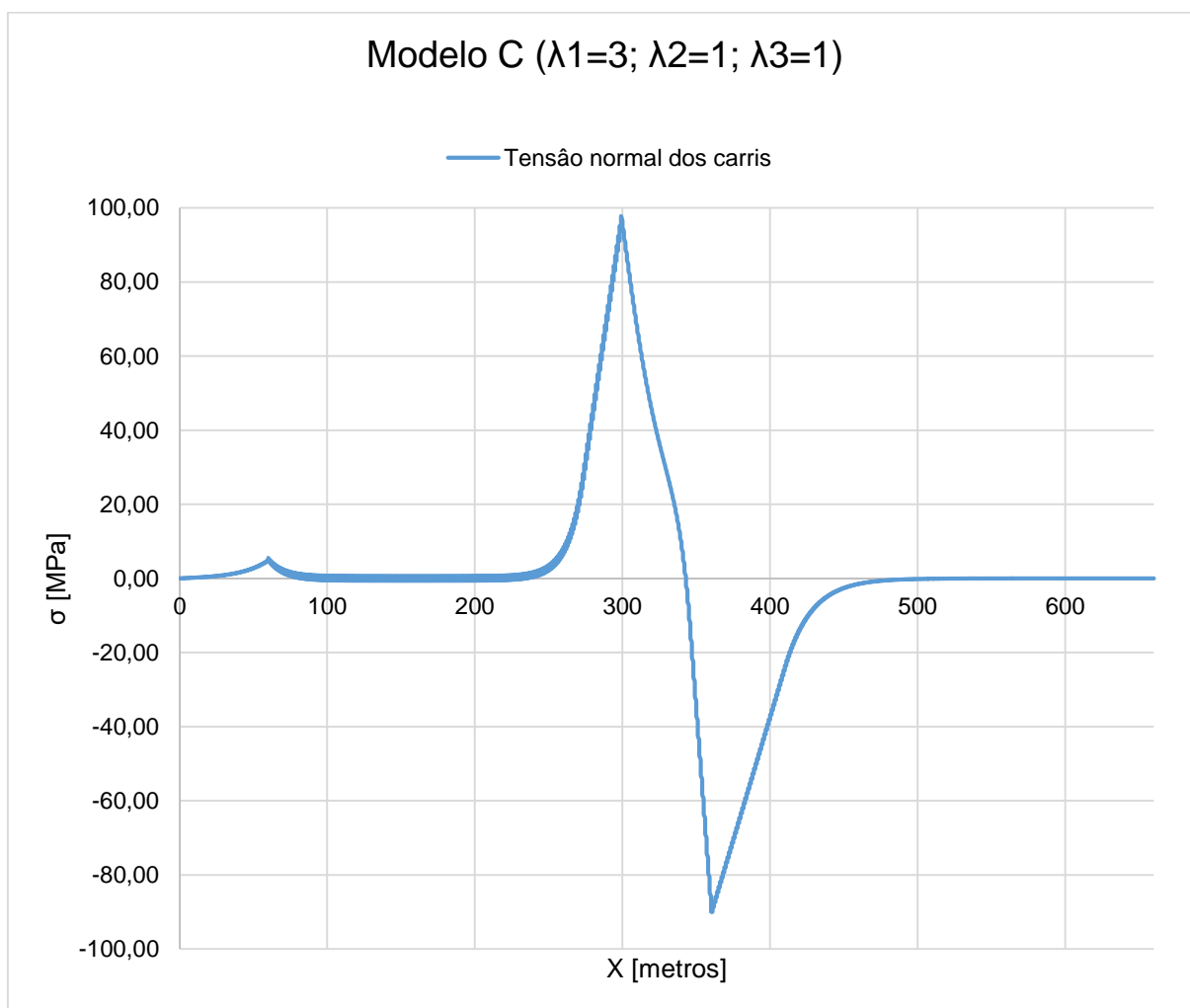
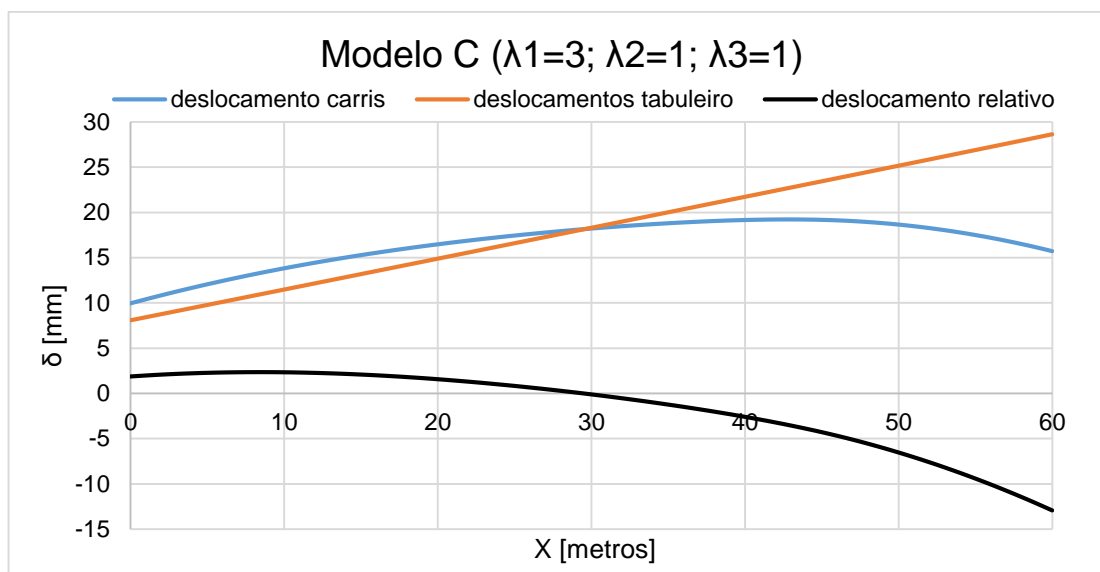
ANEXO A - MODELO A



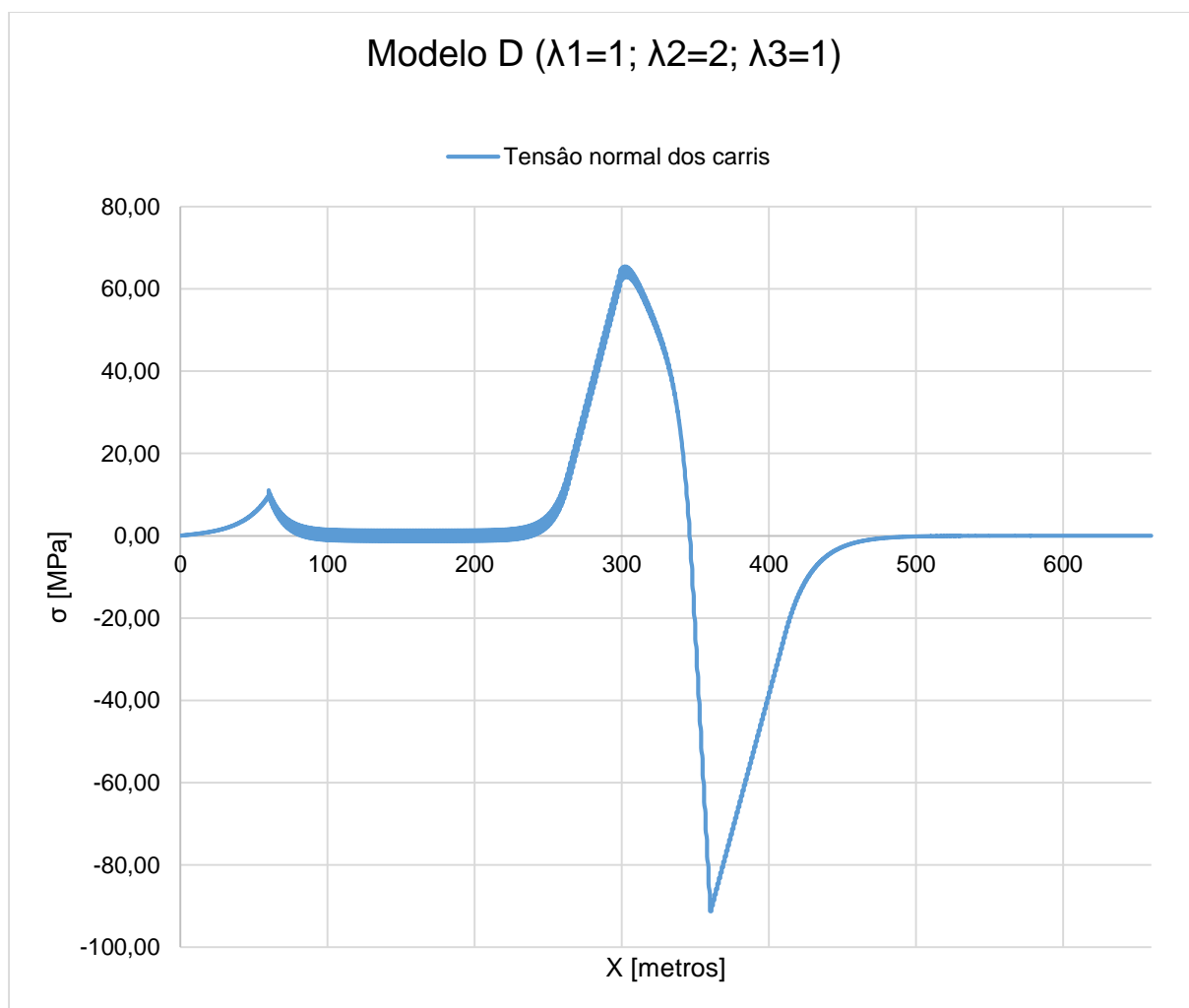
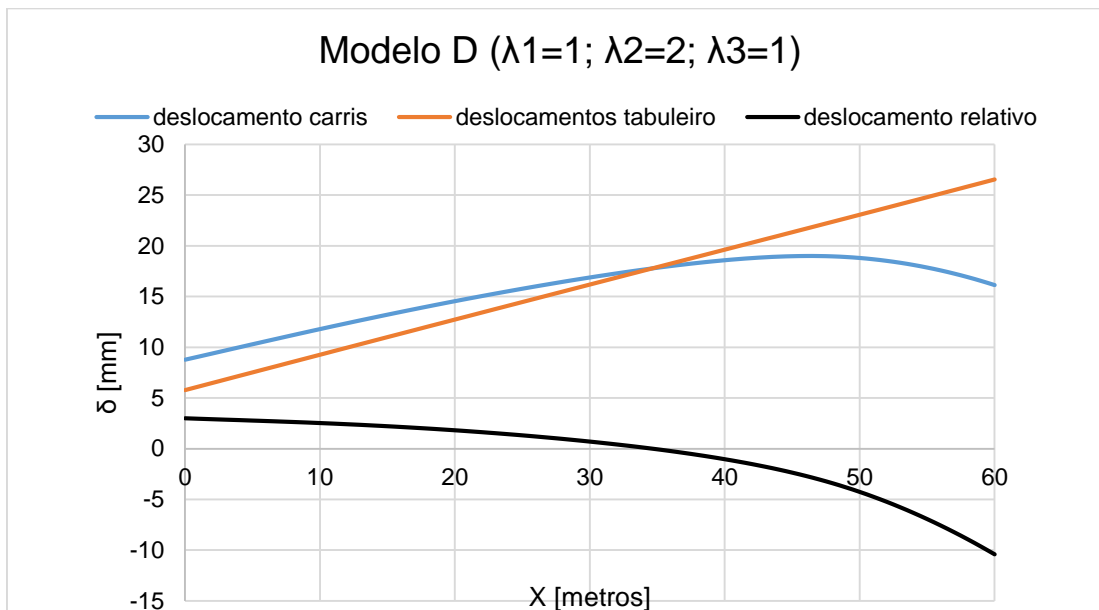
ANEXO A - MODELO B



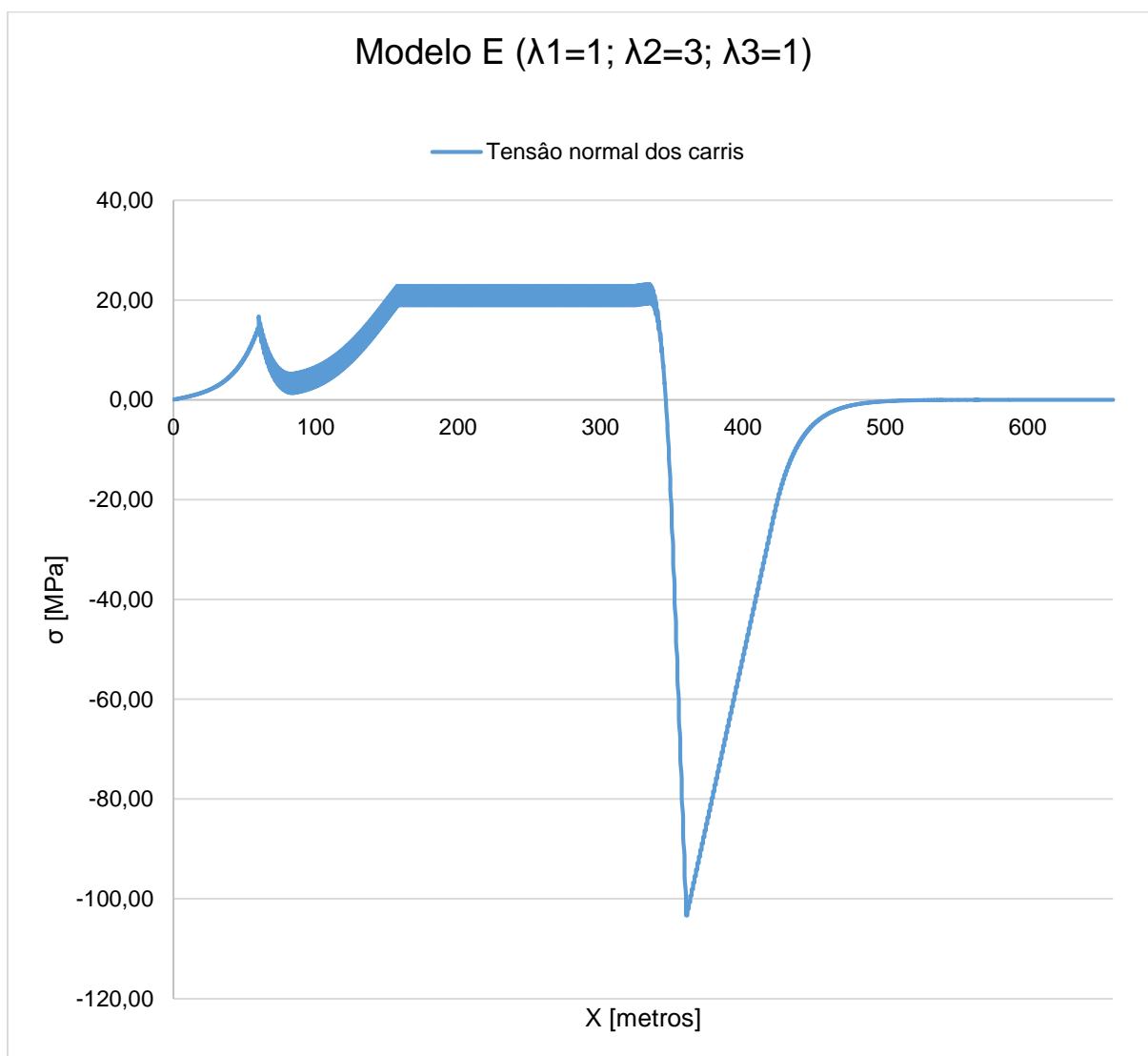
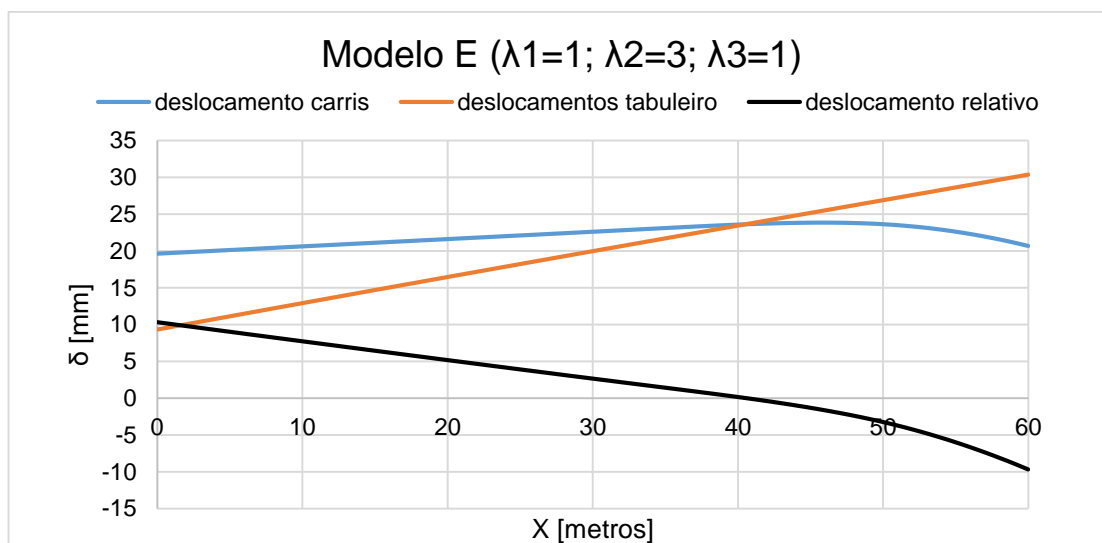
ANEXO A - MODELO C



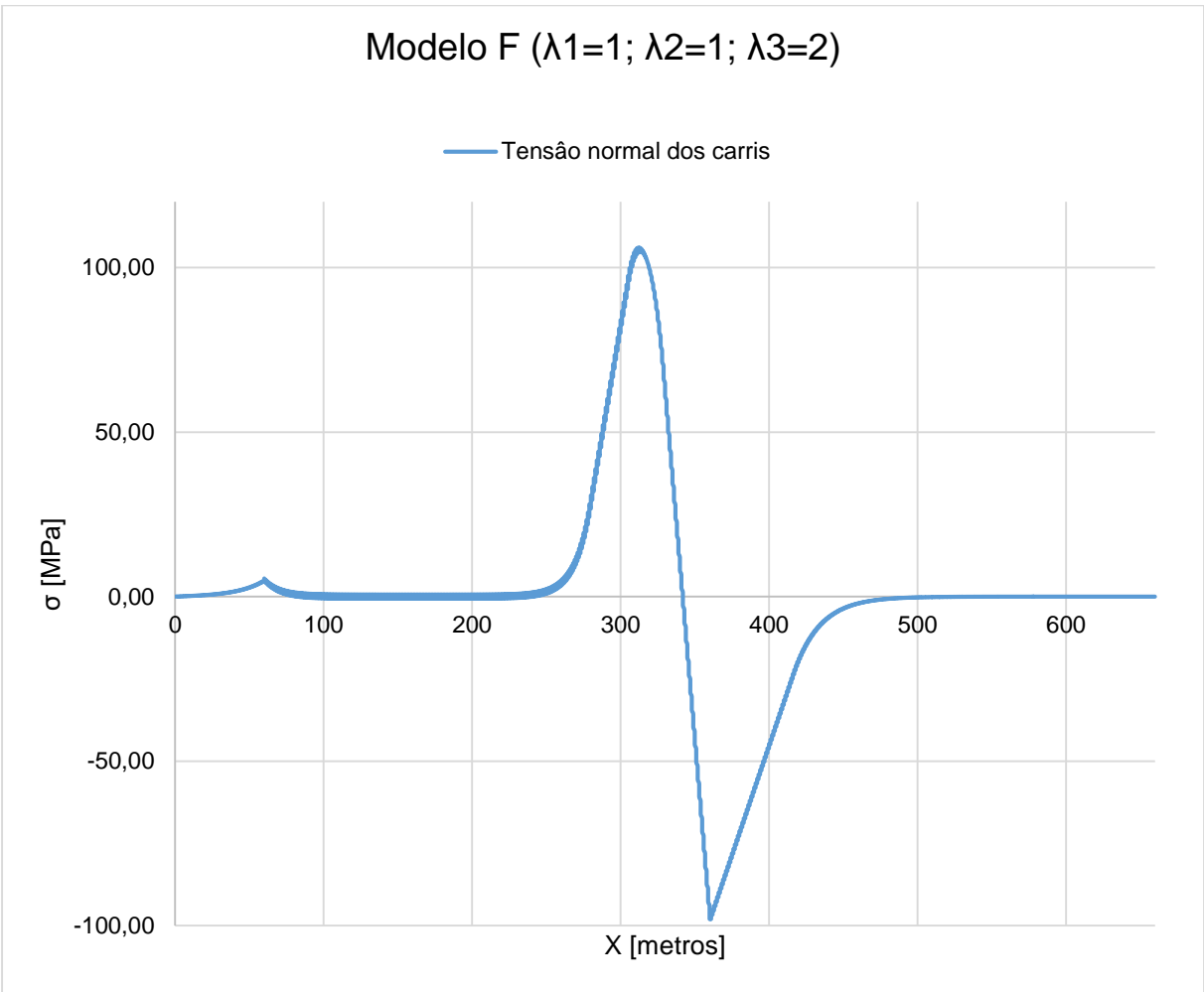
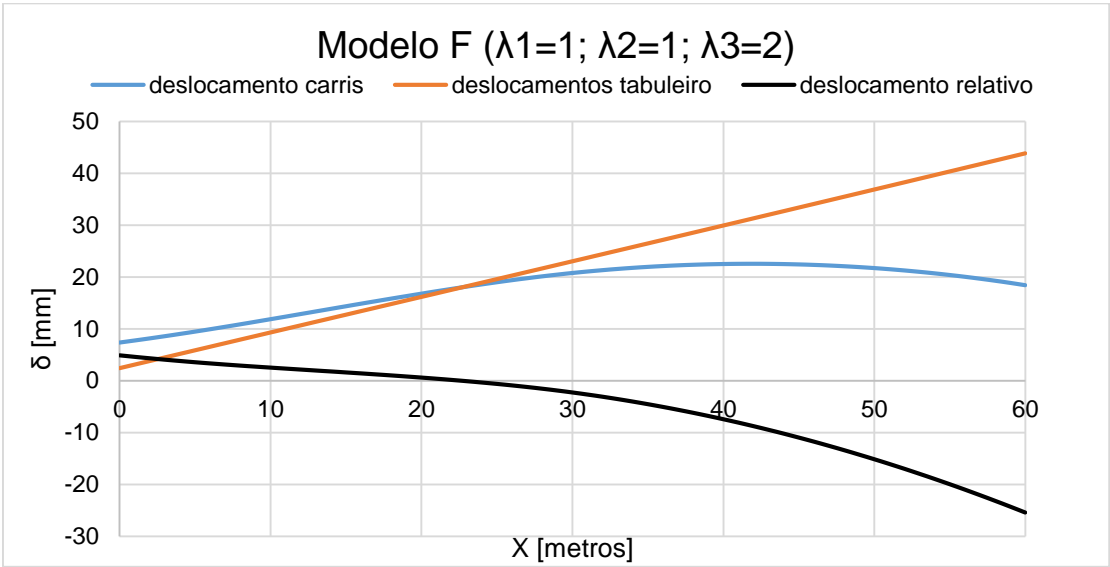
ANEXO A -MODELO D



ANEXO A - MODELO E



ANEXO A -MODELO F



ANEXO A - MODELO G

